

ROBERTO FENDRICH

**COLETA, ARMAZENAMENTO, UTILIZAÇÃO E INFILTRAÇÃO  
DAS ÁGUAS PLUVIAIS NA DRENAGEM URBANA**

Tese apresentada como requisito parcial à obtenção do grau de Doutor. Curso de Pós-Graduação em Geologia Ambiental, Departamento de Geologia, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. André Virmond Lima Bittencourt

CURITIBA  
2002



## **DEDICATÓRIA**

Aos

Meus Queridos Filhos Ricardo e Raquel e Esposa Ana Maria

**DEDICO**

## AGRADECIMENTOS

A Pontifícia Universidade Católica do Paraná – PUCPR pela bolsa de estudo, concedida via Programa de Capacitação Docente, pelas Pró-Reitorias Acadêmica e de Pesquisa e Pós-Graduação.

Aos Centro de Monitoramento Hidrológico do Paraná – CEMON, Superintendência de Desenvolvimento dos Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental – SUDERHSA e Laboratório de Climatologia, Hidrologia e Recursos Hídricos do Curso de Engenharia Civil da PUCPR, pelo fornecimento de todos os dados pluviométricos e fluviométricos, das séries históricas das Estações Pluviográfica e Fluviográfica Curitiba Prado Velho, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Pelo fornecimento de informações gerais, cessão de dados técnicos ou ainda, permitindo acesso as suas áreas físicas, aos:

- Hipermercado Carrefour – Loja Parolin (Bacia de retenção das águas pluviais);
- Hipermercado Wal Mart Center – Loja Avenida das Torres, na pessoa do Gerente de Operações, Sr. Marcos de Carvalho (Reservatório de retenção das águas pluviais);
- Auto Posto Rick Ltda, na pessoa do Sr. Vitor Hugo Lopes Lau (Sistema de utilização das águas pluviais);
- Posto de Combustíveis Criança, na pessoa do Sr. Carlos Roberto Linzmayer (Sistema de utilização das águas pluviais);
- Lanchonete McDonald's – Loja Cabral (Dispositivo de infiltração das águas pluviais);
- Hipermercado BIG – Loja Avenida das Torres, nas pessoas da Gerência Administrativa, Sras. Eliane Albrecht e Jucelma do Amaral (Consumo mensal de água potável);
- Shopping Center Müeller, na pessoa do Gerente Técnico, Sr. Osnir Marquetti (Consumo mensal de água potável);

Ao Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, na pessoa da Supervisora de Informações Sra. Liana Valicelli, pelo fornecimento do mapa Digital da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

A EngeSat Imagens de Satélite, na pessoa do Sr. Laurent Martin, pelo fornecimento das imagens dos satélites Spot e Landsat, do ano de 1996, da Cidade de Curitiba.

A Engefoto Engenharia e Aerolevantamentos S.A. pelo fornecimento das imagens dos satélites Spot e Landsat, dos anos de 1988 e 1999, da Cidade de Curitiba.

Aos Doutores Masato Kobiyama, da UFPR, e Makoto Murase, da Cidade de Sumida – Japão, pelo fornecimento de bibliografias e materiais informativos da experiência japonesa com sistemas de armazenamento e utilização das águas pluviais.

Aos colegas Rogério Oliynik e Fernando Antero Pizzatto, pela colaboração na digitação e confecção dos desenhos do texto do trabalho.

Finalmente duas menções especiais:

- Ao Engenheiro Agrônomo Dirley Schmidlin, pela dedicação e espírito de coleguismo, auxiliou com total desprendimento, na obtenção das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, pela tecnologia do Sensoriamento Remoto, nos anos de 1988, 1996 e 1999, respectivamente.

- A minha esposa Ana Maria e aos meus filhos Ricardo e Raquel, pelo carinho, incentivo e dedicação com que sempre acompanharam meus estudos.



## SUMÁRIO

<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>vii</b>
<b>LISTA DE FIGURAS .....</b>	<b>xv</b>
<b>RESUMO .....</b>	<b>xxiv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>xxvii</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. REVISÃO DA LITERATURA .....</b>	<b>17</b>
<b>2.1. Urbanização das Bacias Hidrográficas .....</b>	<b>17</b>
<b>2.2. Controle de Enchentes nas Bacias Hidrográficas Urbanizadas .....</b>	<b>66</b>
2.2.1. Reservatórios de Detenção ou de Retenção das Águas Pluviais .....	80
2.2.2. Utilização das Águas Pluviais .....	176
2.2.3. Infiltração das Águas Pluviais .....	228
<b>3. MATERIAL E MÉTODOS .....</b>	<b>263</b>
<b>3.1. Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....</b>	<b>276</b>
3.1.1. Geologia .....	282
3.1.2. Evolução da Impermeabilização dos Solos .....	288
3.1.2.1. Pela Metodologia do Sensoriamento Remoto .....	295
3.1.2.2. Pela Metodologia da Densidade Habitacional (Demográfica) .....	315
3.1.3. Precipitações Pluviais Críticas .....	322
3.1.4. Tempo de Concentração .....	332
3.1.5. Escoamento Superficial Máximo .....	337
3.1.6. Infiltração das Águas Pluviais .....	342
<b>3.2. Volume de Armazenamento das Águas Pluviais na Bacia         Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....</b>	<b>347</b>
3.2.1. Relação de “Permeabilidade Artificial” dos Solos “Rp” .....	351
3.2.2. Efeitos da Relação “Rp” na Taxa de Impermeabilização dos Solos e no Tempo de Concentração da Bacia .....	356
3.2.3. Efeitos da Relação “Rp” no Escoamento Superficial Máximo da Bacia .....	359
3.2.4. Precipitação Pluvial Efetiva Versus Precipitação Pluvial Armazenável na Bacia .....	372

3.2.5. Volume de Precipitação Pluvial Armazenável na Bacia .....	380
3.2.6. Capacidade dos Reservatórios de Armazenamento das Águas Pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	386
<b>3.3. Utilização das Águas Pluviais da Drenagem Urbana .....</b>	<b>393</b>
3.3.1. Volume Máximo Médio Anual de Águas Pluviais .....	395
3.3.2. Consumo Doméstico de Água Potável .....	398
3.3.3. Tarifas de Água Potável dos Sistemas Públicos .....	401
3.3.4. Consumos Residenciais e Comerciais de Água Potável.....	403
3.3.5. Reservatório de Autolimpeza das Águas Pluviais .....	408
3.3.6. Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais .....	409
3.3.7. Aplicabilidade da Coleta, Armazenamento, Utilização e Infiltração das Águas Pluviais na Drenagem Urbana .....	411
<b>3.4. Detenção das Águas Pluviais do Sistema Viário Público .....</b>	<b>440</b>
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....</b>	<b>445</b>
<b>5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....</b>	<b>459</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>493</b>

## LISTA DE TABELAS

<b>2.1</b>	Mudanças na vazão máxima com o aumento da urbanização na bacia do Rio Schwippe (Alemanha) .....	21
<b>2.2</b>	Influências sobre o escoamento em área experimental florestada e descoberta .....	25
<b>2.3</b>	Potencial de aplicação das imagens Landsat-TM (satélite dos E.U.A.) .....	27
<b>2.4</b>	Potencial de aplicação das imagens Spot (satélite da França) .....	27
<b>2.5</b>	Avaliação da fração de áreas impermeáveis na bacia do Arroio do Meio – RS, por Sensoriamento Remoto .....	28
<b>2.6</b>	Taxas de áreas impermeáveis e densidades populacionais de Curitiba .....	29
<b>2.7</b>	Tipos de cobertura das áreas do Município de Curitiba .....	31
<b>2.8</b>	Área impermeável e densidade populacional para a Região Metropolitana de Curitiba – PR .....	39
<b>2.9</b>	Densidade habitacional e área impermeável em bacias hidrográficas .....	40
<b>2.10</b>	Taxas máximas de ocupação recomendáveis nas sub-bacias do Arroio Dilúvio (Porto Alegre – RS) .....	41
<b>2.11</b>	Áreas impermeáveis conforme uso dos solos nos E.U.A. ....	45
<b>2.12</b>	Causas e efeitos da urbanização sobre as enchentes urbanas .....	51
<b>2.13</b>	Estimativa das frações de áreas impermeáveis concentradas na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio para uso nos modelos .....	53
<b>2.14</b>	Ocupação da bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio em dois cenários de urbanização .....	54
<b>2.15</b>	Coeficientes de escoamento superficial nas sub-bacias do Arroio Dilúvio – (RS) ....	57
<b>2.16</b>	Estudo comparativo da população de Curitiba por bacia hidrográfica .....	60
<b>2.17</b>	Características de bacias urbanas brasileiras .....	62
<b>2.18</b>	Resultados comparativos dos coeficientes de escoamento superficial .....	64
<b>2.19</b>	Fatores da equação do coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeável e da densidade habitacional da bacia hidrográfica .....	65
<b>2.20</b>	Grandes reservatórios dos E.U.A. em 1938 .....	80
<b>2.21</b>	Valores do fator K para dimensionamento de bacias de retenção pelo Método de Müller – Neuhaus (Alemanha) .....	82
<b>2.22</b>	Bacias de retenção das águas pluviais de uso permanente no Japão .....	83

<b>2.23</b>	Coeficiente de escoamento superficial C em áreas não urbanizadas no Japão .....	84
<b>2.24</b>	Vantagens e desvantagens na redução ou retardamento do escoamento superficial urbano .....	86
<b>2.25</b>	Cálculos hidrológico-hidráulicos do reservatório de retenção na área de aeroporto .....	89
<b>2.26</b>	Volumes do reservatório de retenção do aeroporto para uma chuva de duração qualquer .....	90
<b>2.27</b>	Vantagens do parque de armazenamento das águas pluviais com relação a outras alternativas .....	93
<b>2.28</b>	Características do reservatório de retenção no vale receptor das águas pluviais de Planaltina do Paraná – PR .....	97
<b>2.29</b>	Parâmetros hidrológico-hidráulicos obtidos no reservatório de retenção no vale receptor de macrodrenagem urbana de Planaltina do Paraná –PR .....	98
<b>2.30</b>	Efeitos da instalação de reservatórios de retenção das águas pluviais em loteamento residencial na Inglaterra .....	109
<b>2.31</b>	Parâmetros adotados no modelo hidrológico aplicado no Córrego Pacaembu – São Paulo – SP .....	125
<b>2.32</b>	Simulações hidrológicas realizadas no reservatório de retenção do Córrego Pacaembu, em São Paulo – SP .....	126
<b>2.33</b>	Capacidade de cisternas de retenção das águas pluviais na Região de Curitiba – PR .....	130
<b>2.34</b>	Características das bacias de retenção da Cidade de Melbourne – Austrália .....	136
<b>2.35</b>	Características das bacias de retenção do Município de São Paulo – SP .....	137
<b>2.36</b>	Impactos do aumento das áreas impermeáveis em um lote urbano sobre a vazão máxima e o volume escoado superficialmente .....	141
<b>2.37</b>	Microreservatórios simulados na saída do lote urbano com 100% de impermeabilização da área .....	143
<b>2.38</b>	Microreservatórios simulados nas saídas do telhado. Lote urbano com 100% de impermeabilização da área .....	143
<b>2.39</b>	Efeitos dos microreservatórios de retenção em lote urbano com taxa de ocupação de 56% .....	144
<b>2.40</b>	Volumes de retenção ( $m^3$ ) em função do tamanho do lote para algumas cidades brasileiras ( $Tr = 2$ anos) .....	152
<b>2.41</b>	Volumes de retenção ( $m^3$ ) em função do tamanho do lote para algumas cidades brasileiras ( $Tr = 5$ anos) .....	153

<b>2.42</b>	Áreas residenciais cobertas e respectivas vazões médias – Casos típicos em Santo André – SP .....	156
<b>2.43</b>	Processos e medidas para redução e retardamento do escoamento superficial urbano .....	159
<b>2.44</b>	Critérios para projeto de bacias de detenção ou de retenção das águas pluviais .....	168
<b>2.45</b>	Vazões afluentes ao reservatório de detenção das águas pluviais da Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center .....	171
<b>2.46</b>	Impactos da urbanização nas bacias hidrográficas .....	175
<b>2.47</b>	Volumes de detenção necessários em bacias hidrográficas urbanizadas de Porto Alegre – RS .....	175
<b>2.48</b>	Custos das águas de abastecimento, dos esgotos sanitários, da drenagem urbana e subsídios para armazenamento das águas pluviais na Alemanha .....	192
<b>2.49</b>	Custos envolvidos na utilização das águas pluviais numa casa no Japão .....	197
<b>2.50</b>	Graus de pureza e utilização das águas pluviais no Japão .....	197
<b>2.51</b>	Condições climáticas médias, no período 1966 –1980, nas localidades Lachay e Atiquipa na Costa Peruana .....	208
<b>2.52</b>	Condições climáticas de 1988 nas localidades de Lachay e Atiquipa, no Peru .....	208
<b>2.53</b>	Captação de água da neblina nas localidades de Lachay e Atiquipa no Peru ( $l/m^2/dia$ ) .....	209
<b>2.54</b>	Características gerais do empreendimento residencial na Cidade de Akishima – Japão .....	232
<b>2.55</b>	Instalações de infiltração na área do empreendimento residencial na Cidade de Akishima – Japão .....	233
<b>2.56</b>	Capacidade de infiltração nas caixas de conexão permeáveis no empreendimento residencial em Akishima – Japão .....	236
<b>2.57</b>	Taxa de infiltração em tubos subterrâneos permeáveis no empreendimento residencial em Akishima – Japão .....	236
<b>2.58</b>	Instalações de infiltração das águas pluviais na Região Metropolitana de Tóquio (1992) .....	237
<b>2.59</b>	Resumo dos resultados experimentais em superfícies urbanas .....	245
<b>2.60</b>	Área de drenagem contribuinte na trincheira de infiltração experimental .....	252
<b>2.61</b>	Dimensões da trincheira de infiltração experimental .....	252
<b>2.62</b>	Materiais utilizados no módulo experimental .....	252
<b>2.63</b>	Custos de implantação da trincheira de infiltração .....	253

<b>2.64</b>	Resultados parciais dos eventos observados .....	253
<b>2.65</b>	Resultados das simulações de chuva nas superfícies ensaiadas .....	257
<b>2.66</b>	Custos de implantação dos pavimentos .....	258
<b>3.1</b>	Evolução da população do Município de Curitiba .....	264
<b>3.2</b>	Evolução populacional do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020) .....	267
<b>3.3</b>	Densidades demográficas do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020) .....	270
<b>3.4</b>	Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1820 – 1950) .....	272
<b>3.4a</b>	Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1960 – 2020) .....	274
<b>3.5</b>	Características Físicas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	279
<b>3.6</b>	Coeficientes de permeabilidade das principais litologias do Município de Curitiba .....	287
<b>3.7</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988) .....	306
<b>3.8</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996) .....	307
<b>3.9</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999) .....	308
<b>3.10</b>	Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1820 – 1950) .....	310
<b>3.11</b>	Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1960 - 2020) .....	311
<b>3.12</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (1991) .....	316
<b>3.13</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (1996) .....	317
<b>3.14</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (2000) .....	318
<b>3.15</b>	Evolução das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (A = 8.784,60 ha) .....	319

<b>3.16</b>	Evolução da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (1820 – 2020) .....	321
<b>3.17</b>	Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1820 - 1950) .....	323
<b>3.18</b>	Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1960 - 2020) .....	324
<b>3.19</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988) .....	325
<b>3.20</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996) .....	326
<b>3.21</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999) .....	327
<b>3.22</b>	Áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1860-2020) .....	329
<b>3.23</b>	Discretização das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987-2001) .....	330
<b>3.24</b>	Precipitações pluviiais críticas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 – 2001) .....	331
<b>3.25</b>	Efeito da taxa de impermeabilização dos solos no tempo de concentração da Bacia Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1820 – 2020) .....	334
<b>3.26</b>	Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1820 – 2020) ....	335
<b>3.27</b>	Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987 - 2001) .....	336
<b>3.28</b>	Vazão total no Rio Belém para níveis de água $h > 4,30 \text{ m}$ .....	338
<b>3.29</b>	Vazões superficiais máximas observadas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987-2001) .....	339
<b>3.30</b>	Coeficiente de escoamento superficial C na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 - 2001) .....	340
<b>3.31</b>	Taxas de infiltração máxima nos solos das litologias da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) .....	343

<b>3.32</b>	Áreas permeáveis e impermeáveis da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987 – 2001) .....	347
<b>3.33</b>	Características das vazões máximas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	352
<b>3.34</b>	Redução necessária na área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela retenção das águas pluviais .....	355
<b>3.35</b>	Efeito da retenção das águas pluviais no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) .....	357
<b>3.36</b>	Áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém com relação de "permeabilidade artificial" $R_p = 25,71\%$ .....	358
<b>3.37</b>	Características da enchente máxima no Rio Belém, em 2020, sem retenção das águas pluviais .....	364
<b>3.38</b>	Hidrograma do escoamento superficial observado na Estação Fluviométrica Curitiba Prado Velho no Rio Belém (Evento: 09-10 / 01 / 1997) .....	365
<b>3.39</b>	Hidrograma do escoamento superficial com retenção das águas pluviais ( $R_p = 25,71\%$ ) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) .....	368
<b>3.40</b>	Hidrograma do escoamento superficial sem retenção das águas pluviais na Estação Fluviométrica Curitiba Prado Velho no Rio Belém ( $A_{imp} = 36,39 \text{ km}^2$ ) ....	371
<b>3.41</b>	Precipitação total e efetiva na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )(Período: 1987 - 2001) .....	373
<b>3.42</b>	Áreas impermeáveis e precipitação armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no período 1987 – 2001 .....	377
<b>3.43</b>	Volumes da precipitação efetiva e volumes armazenáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no período 1987 – 2001 .....	382
<b>3.44</b>	Capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais nas áreas da Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) .....	386
<b>3.45</b>	Capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais nas áreas do Embasamento Cristalino da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) .....	392
<b>3.46</b>	Chuva total e volume unitário de reservação na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 87,85 \text{ km}^2$ ) .....	393
<b>3.47</b>	Precipitações pluviais mensais na Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (mm) .....	396



<b>3.48</b>	Coeficientes de escoamento superficial das áreas de coleta das águas pluviais .....	396
<b>3.49</b>	Volumes mensais médios aproveitáveis das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	398
<b>3.50</b>	Necessidade média de água para usos domésticos .....	399
<b>3.51</b>	Distribuição do consumo domiciliar de água potável por ponto de consumo .....	400
<b>3.52</b>	Consumo usual de água potável em casas e sobrados e nos apartamentos da Região Metropolitana de São Paulo .....	400
<b>3.53</b>	Consumo médio diário de água potável .....	401
<b>3.54</b>	Substituição do consumo de água potável pela utilização das águas pluviais .....	401
<b>3.55</b>	Tarifa para o consumo médio de $1 \text{ m}^3$ de água potável em sistema de abastecimento público .....	402
<b>3.56</b>	Tarifas por faixa de consumo de água potável no Município de Curitiba .....	403
<b>3.57</b>	Consumo mensal em casa residencial unifamiliar .....	404
<b>3.58</b>	Consumo mensal em condomínio residencial de apartamentos .....	405
<b>3.59</b>	Consumo mensal comercial em loja de hipermercado .....	406
<b>3.60</b>	Consumo mensal comercial em shopping center .....	407
<b>3.61</b>	Volumes mensais e anual médio da chuva aproveitável para telhado com $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ .....	413
<b>3.62</b>	Utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ .....	414
<b>3.63</b>	Utilização máxima e mínima das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ (Período: 1982 – 2000) .....	415
<b>3.64</b>	Orçamento para sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c=51,0\text{m}^2$ nas áreas das Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes <sup>(*)</sup> .....	422
<b>3.65</b>	Reembolso do investimento no sistema de utilização das águas pluviais em casa unifamiliar com $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ (Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes) .....	423
<b>3.66</b>	Orçamento para sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c=51,0\text{m}^2$ nas áreas da Litologia Embasamento Cristalino <sup>(*)</sup> .....	430
<b>3.67</b>	Reembolso do investimento no sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ (Litologia Embasamento Cristalino) .....	431

<b>3.68</b>	Plano de operação e manutenção do sistema de utilização das águas pluviais em casa residencial unifamiliar .....	432
<b>3.69</b>	Utilização das águas pluviais em casa unifamiliar com $A_c = 110 \text{ m}^2$ , no Bairro Boqueirão, em Curitiba – PR .....	434
<b>3.70</b>	Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com $A_c = 110 \text{ m}^2$ .....	434
<b>3.71</b>	Utilização das águas pluviais em condomínio residencial multifamiliar com $A_c = 245 \text{ m}^2$ , no Bairro Ahú, em Curitiba – PR .....	436
<b>3.72</b>	Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais em condomínio residencial multifamiliar com $A_c = 245 \text{ m}^2$ .....	436
<b>3.73</b>	Utilização das águas pluviais em loja de hipermercado com $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ , no Bairro Jardim Botânico, em Curitiba – PR .....	437
<b>3.74</b>	Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais em loja de hipermercado, com $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ .....	438
<b>3.75</b>	Utilização das águas pluviais num shopping center com $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , no Bairro Centro Cívico, em Curitiba – PR .....	439
<b>3.76</b>	Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais num shopping center, com $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ .....	439
<b>3.77</b>	Reservatórios de retenção das águas pluviais devido ao sistema viário público em sub-bacias do Rio Ivo .....	441
<b>3.78</b>	Reservatórios de retenção das águas pluviais devido ao sistema viário público em sub-bacias do Rio Pilarzinho .....	443
<b>5.1</b>	Redução do IPTU em Curitiba pela coleta e utilização das águas pluviais nas áreas das litologias dos solos Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes .....	486
<b>5.2</b>	Redução do IPTU em Curitiba pela coleta e utilização das águas pluviais nas áreas da litologia dos solos Embasamento Cristalino .....	486
<b>5.3</b>	Incentivos para construção de sistemas de coleta e utilização das águas pluviais no Município de Curitiba .....	488

## LISTA DE FIGURAS

<b>2.1</b>	Conceito máxima eficiência x retenção no escoamento das águas pluviais .....	17
<b>2.2</b>	Tendência geral da relação população x impermeabilização em bacias hidrográficas urbanas .....	29
<b>2.3</b>	Hidrogramas típicos de área não desenvolvida e urbanizada .....	32
<b>2.4</b>	Superfícies de bacias hidrográficas sem a interferência humana .....	33
<b>2.5</b>	Consequências da interferência humana no regime hídrico das bacias hidrográficas = terrenos impermeabilizados artificialmente .....	33
<b>2.6</b>	Impacto da urbanização no hidrograma do Arroio Dilúvio em Porto Alegre – RS ...	35
<b>2.7</b>	Tendência da ocupação de bacias hidrográficas e impacto sobre as enchentes .....	36
<b>2.8</b>	Tendência geral da relação população-fração da área impermeável das bacias hidrográficas .....	40
<b>2.9</b>	Aumento da vazão média de enchente numa área de 1 mi <sup>2</sup> .....	42
<b>2.10</b>	Evolução da área urbanizada na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi (Japão) .....	42
<b>2.11</b>	Evolução da vazão de pico na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi (Japão) .....	43
<b>2.12</b>	Detalhe do setor estrutural de Curitiba .....	48
<b>2.13</b>	Curva lógica da densidade urbana em cidades .....	49
<b>2.14</b>	Vazão média de enchente, $\bar{Q}$ , em função da área das bacias hidrográficas, na Região Metropolitana de Curitiba .....	49
<b>2.15</b>	Processos que ocorrem numa bacia hidrográfica urbana .....	50
<b>2.16</b>	Evolução das populações urbana e rural no Brasil nos últimos 55 anos .....	52
<b>2.17</b>	Impactos potenciais das mudanças climáticas sobre os hidrossistemas fluviais .....	54
<b>2.18</b>	Impactos das mudanças climáticas no sistema hidrológico .....	55
<b>2.19</b>	Variação do coeficiente de escoamento superficial $C_r$ com a urbanização da bacia do Arroio Dilúvio em Porto Alegre – RS .....	58
<b>2.20</b>	Comparativo das densidades demográficas por bacia Hidrográfica do Município de Curitiba .....	60
<b>2.21</b>	Coeficiente de escoamento de eventos em função da área impermeável da bacia .....	63
<b>2.22</b>	Planejamento e controle da bacia hidrográfica no primeiro estágio de urbanização...	70
<b>2.23</b>	Disciplinamento do uso e ocupação da planície de inundação de rios .....	78

<b>2.24</b>	Reservatório de detenção das águas pluviais em área de aeroporto .....	89
<b>2.25</b>	Diagramas de massa das vazões afluentes e efluentes no reservatório de detenção em aeroporto .....	90
<b>2.26</b>	Escoamento nas ruas e profundidades versus área de drenagem contribuinte .....	91
<b>2.27</b>	Exemplo de paisagismo para um parque de armazenamento das águas pluviais .....	92
<b>2.28</b>	Exemplo de um parque de armazenamento das águas pluviais com área de recreação e lazer .....	92
<b>2.29</b>	Variação da área do parque de armazenamento das águas pluviais com a área de drenagem da bacia hidrográfica .....	94
<b>2.30</b>	Subdivisão da área de Markham com parques de armazenamento das águas pluviais na macrodrenagem urbana (Ontário – Canadá) .....	95
<b>2.31</b>	Subdivisão da área de Markam com armazenamentos da micro e macrodrenagem urbana (Ontário – Canadá) .....	95
<b>2.32</b>	Reservatório de detenção no vale receptor das águas pluviais da Cidade de Planaltina do Paraná – PR .....	97
<b>2.33</b>	Hidrogramas afluente e efluente para descarregador de fundo tipo bueiro, $\varnothing = 0,40$ m, para a bacia de detenção no vale receptor de macrodrenagem pluvial de Planaltina do Paraná – PR .....	99
<b>2.34</b>	Microreservatório de detenção das águas pluviais com $0,5 \text{ m}^3$ de capacidade .....	100
<b>2.35</b>	Área necessária para microreservatórios de detenção de águas pluviais ( $h = 1\text{m}$ )....	101
<b>2.36</b>	Seção transversal do reservatório protótipo de PVC, para detenção das águas pluviais de telhados ( $V = 0,34 \text{ m}^3$ ) .....	105
<b>2.37</b>	Experimentos de campo com o reservatório protótipo de detenção das águas pluviais, na Universidade Politécnica de Sheffield (Inglaterra) .....	107
<b>2.38</b>	Redução nas vazões do hidrograma de um loteamento residencial com 12 ha, para uma chuva de projeto de 15 min e $T_r = 2$ anos, na Inglaterra, com todas as casas possuindo reservatório de detenção .....	110
<b>2.39</b>	Túneis reservatórios de detenção e reservatórios de regularização de enchentes na Região Metropolitana de Tóquio (Volume de armazenamento = $2,2 \times 10^6 \text{ m}^3$ )....	113
<b>2.40</b>	Curvas de propagação para reservatórios de detenção, com relação linear (profundidade x armazenamento), para extravasores tipo vertedor e orifício .....	117
<b>2.41</b>	Fator de ajuste de escoamento $k$ para o volume efluente de uma bacia de detenção das águas pluviais .....	120

<b>2.42</b>	Reservatório ou bacia de retenção em sistemas de drenagem das águas pluviais....	122
<b>2.43</b>	Reservatório ou bacia de retenção em sistemas de drenagem das águas pluviais ....	122
<b>2.44</b>	Sistema extravasor do reservatório de retenção do Córrego Pacaembu, na Praça Charles Müller, em São Paulo – SP .....	127
<b>2.44</b>	Concepção geral do reservatório de retenção das águas pluviais do Córrego Pacaembu, na Praça Charles Müller, em São Paulo – SP ( $V = 74.000 \text{ m}^3$ ) .....	128
<b>2.46</b>	Cisterna para retenção domiciliar de águas pluviais proposta pela FAO – ONU ....	129
<b>2.47</b>	Cisterna para retenção domiciliar de águas pluviais proposta por Nelson G. Dacach .....	130
<b>2.48</b>	Esquematização das obras e dispositivos de retenção ou retenção das águas pluviais da drenagem urbana .....	134
<b>2.49</b>	“Layout” básico de um lote urbano para simulação de microreservatórios de retenção das águas pluviais .....	139
<b>2.50</b>	Características do protótipo de microreservatório de retenção das águas pluviais em lote urbano .....	142
<b>2.51</b>	Comparação entre os volumes de retenção médios em lotes, para tempos de recorrência de 2 e 5 anos .....	154
<b>2.52</b>	Reservatório de retenção das águas pluviais no Hipermercado Carrefour, Loja Parolin, em Curitiba – PR, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $V = 120,90 \text{ m}^3$ ) .....	161
<b>2.53</b>	Avaliação do volume de retenção por hidrogramas (Método F.A.A.-E.U.A.) .....	163
<b>2.54</b>	Reservatório de retenção das águas pluviais na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center, Bairro Jardim das Américas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	169
<b>2.55</b>	Escada coletora das águas pluviais de toda a área de drenagem, na entrada do reservatório de retenção do Hipermercado Wal Mart Center.....	171
<b>2.56</b>	Grade retentora dos detritos na entrada da bacia de retenção das águas pluviais ....	171
<b>2.57</b>	Detalhe da superfície do fundo do reservatório de retenção das águas pluviais na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center .....	172
<b>2.58</b>	Detalhe do poço de infiltração das águas pluviais no fundo do reservatório de retenção .....	172
<b>2.59</b>	Bacia de retenção das águas pluviais do Hipermercado Wal Mart Center, Loja Avenida das Torres, no Bairro Jardim das Américas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	173

<b>2.60</b>	Reservatório de armazenamento das águas pluviais Tensuison” (Japão) ( $V = 0,20 \text{ m}^3$ ) .....	178
<b>2.61</b>	Sistema completo de utilização das águas pluviais em residências (Casa do arquiteto Shigemoto Sahara na Cidade de Sumida – Japão) ( $V = 0,90 \text{ m}^3$ ) .....	179
<b>2.62</b>	“Rojison” – Centro comunitário de atendimento a emergências na Cidade de Sumida (Japão) ( $V = 25 \text{ m}^3$ ) .....	181
<b>2.63</b>	Edifício Honjo GC, da Editora Toppan Ltda (Japão) ( $V = 356 \text{ m}^3$ ) .....	182
<b>2.64</b>	Volumes médios mensais de água consumidos nos vasos sanitários e coletados no Edifício Honjo GC (Japão) .....	183
<b>2.65</b>	Edifício do Centro Empresarial YKK-R&D com sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais na Cidade de Sumida – Japão ( $V = 280 \text{ m}^3$ ) .....	184
<b>2.66</b>	Ginásio de Sumô Ryogoku Kokugikan, na Cidade de Sumida – Japão, com sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais em grande escala ( $V = 1.000 \text{ m}^3$ ) .....	185
<b>2.67</b>	Sede nova da Prefeitura Municipal de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio, com sistema de utilização das águas pluviais ( $V = 1.000 \text{ m}^3$ ) .....	186
<b>2.68</b>	Reservatório “Tensuison” da Escola Elementar Kosei em Sumida – Japão. Alunos regando flores nos canteiros (Educação Ambiental) .....	187
<b>2.69</b>	Formas de controle das enchentes urbanas .....	188
<b>2.70</b>	Política dos incentivos para utilização das águas pluviais da drenagem urbana na Cidade de Sumida – Japão .....	195
<b>2.71</b>	Reservatório de coleta das águas pluviais e estação elevatória no bairro Tampines New Town, em Cingapura .....	205
<b>2.72</b>	Reservatório de armazenamento das águas pluviais Bedok, em Cingapura .....	205
<b>2.73</b>	Posto de combustíveis Auto Posto Rick Ltda, dotado de um sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais. Bacia hidrográfica do Rio Juvevê (Tributário M.E. Rio Belém), Curitiba – PR .....	214
<b>2.74</b>	Detalhe das canaletas do piso externo do Auto Posto Rick Ltda. A esquerda, canaletas para coleta das águas pluviais, numa área de $50 \text{ m}^2$ , separadas das canaletas nas ilhas de atendimento do posto .....	214
<b>2.75</b>	Detalhe do condutor vertical das águas pluviais coletadas na cobertura do posto de combustíveis Auto Posto Rick Ltda. Avenida Sete de Setembro Nº 1635, em Curitiba – PR .....	215

<b>2.76</b>	Caixa de junção e de sedimentação das sujeiras das águas pluviais coletadas nas coberturas ( $V = 100 \text{ l}$ ). A tubulação vertical ( $\varnothing = 150 \text{ mm}$ ) é extravasor do excesso das chuvas para as galerias das águas pluviais. No lado inferior da caixa, a tubulação circular superior ( $\varnothing = 100 \text{ mm}$ ), conduz as águas pluviais ao reservatório de armazenamento .....	216
<b>2.77</b>	Tubulação de adução das águas pluviais ( $\varnothing = 100 \text{ mm}$ ) da caixa de junção e de sedimentação à caixa de passagem. A esquerda, tubulação de recalque ( $\varnothing = 25 \text{ mm}$ ) para abastecimento do reservatório superior com 200 l de capacidade, para alimentação dos 2 equipamentos de lavagem a jato .....	217
<b>2.78</b>	Caixa de passagem das águas pluviais, contígua ao reservatório de armazenamento das águas pluviais e tratada. Em primeiro plano, registro de entrada da água tratada .....	218
<b>2.79</b>	Reservatório de armazenamento das águas pluviais do Auto Posto Rick Ltda, com capacidade total de $5,0 \text{ m}^3$ [Vol. água tratada ( $2,5 \text{ m}^3$ ) + Vol. águas pluviais ( $2,5 \text{ m}^3$ )] .....	219
<b>2.80</b>	Lava-jato, com 2 boxes de lavagem dos veículos, do Auto Posto Rick Ltda. Avenida Sete de Setembro Nº 1635, em Curitiba – PR .....	220
<b>2.81</b>	Posto de combustíveis Criança, com sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais. Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho (Tributário M.D. Rio Belém), em Curitiba – PR .....	221
<b>2.82</b>	Planta de cobertura das lojas de conveniências e da administração do posto de combustíveis Criança ( $A_{\text{coleta}} = 165 \text{ m}^2$ ) .....	222
<b>2.83</b>	Planta de cobertura das ilhas de abastecimento do Posto Criança ( $A_{\text{coleta}} = 239,25 \text{ m}^2$ ) .....	223
<b>2.84</b>	Descarte das águas pluviais coletadas nas coberturas do posto de combustíveis Criança, no sistema de microdrenagem urbana da bacia hidrográfica do Rio Pilarzinho .....	224
<b>2.85</b>	Reservatório de armazenamento de água tratada, instalado no subsolo do Posto de Combustíveis Criança ( $V = 5 \text{ m}^3$ ) .....	225
<b>2.86</b>	Detalhes do reservatório de armazenamento de água tratada ( $V = 5,0 \text{ m}^3$ ) e da caixa de proteção das bombas de recalque .....	226
<b>2.87</b>	Lava-jato do posto de combustíveis Criança. Ponto de maior consumo de água tratada .....	226
<b>2.88</b>	Entrada de água tratada em PVC ( $\varnothing = 25 \text{ mm}$ ) no reservatório do subsolo do posto de combustíveis Criança ( $V = 5,0 \text{ m}^3$ ) .....	227

<b>2.89</b>	Detalhes da tubulação de recalque em PVC ( $\varnothing = 32$ mm) para o consumo no lava-jato e de 2 tubulações de PVC ( $\varnothing = 75$ mm), preparadas para o armazenamento e utilização das águas pluviais no posto de combustíveis Criança .....	227
<b>2.90</b>	Tubos dreno para infiltração das águas pluviais .....	230
<b>2.91</b>	Sistema geral de infiltração das águas pluviais num condomínio residencial no Distrito de Fukaya – Saitama (Japão) .....	230
<b>2.92</b>	Taxa de infiltração na experiência do Distrito de Fukaya – Saitama (Japão) .....	231
<b>2.93</b>	Dispositivos de infiltração utilizados na área do empreendimento residencial em Akishima – Japão .....	234
<b>2.94</b>	Planos de infiltração das águas pluviais .....	239
<b>2.95</b>	Valos de infiltração das águas pluviais .....	240
<b>2.96</b>	Bacias de percolação para águas pluviais e recarga das águas subterrâneas .....	241
<b>2.97</b>	Seções transversais de pavimentos permeáveis para infiltração das águas pluviais .....	244
<b>2.98</b>	Sistema experimental combinando dispositivos de infiltração e armazenamento das águas pluviais .....	246
<b>2.99</b>	Boca de infiltração das águas pluviais .....	247
<b>2.100</b>	Trincheira de infiltração .....	247
<b>2.101</b>	Meio-fio permeável .....	248
<b>2.102</b>	Dispositivo para controle do escoamento das águas pluviais .....	249
<b>2.103</b>	Espaço drenante permeável sob garagens das edificações, para infiltração das águas pluviais e controle de enchentes urbanas em Curitiba – PR .....	250
<b>2.104</b>	Esquema típico de uma trincheira de infiltração das águas pluviais .....	251
<b>2.105</b>	Reservatório e cisterna de infiltração das águas pluviais em residência na superfície de topo dos solos .....	254
<b>2.106</b>	Tipos de pavimentos permeáveis .....	254
<b>2.107</b>	Pavimento permeável na área de estacionamento de veículos leves. Lanchonete McDonald's, Loja Cabral, em Curitiba – PR .....	258
<b>2.108</b>	Pavimento permeável numa vaga do estacionamento ( $A = 9,0$ m <sup>2</sup> ) .....	259



<b>2.109</b>	Área permeável ( $A = 1,22 \text{ m}^2$ ) por vaga, no estacionamento de veículos leves na Lanchonete McDonald's – Loja Cabral, em Curitiba – PR .....	259
<b>3.1</b>	Região Metropolitana de Curitiba .....	263
<b>3.2</b>	Localização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no Município de Curitiba ( $A = 8.784,60 \text{ ha}$ ) .....	278
<b>3.3</b>	Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	279
<b>3.4</b>	Estação Pluviográfica Curitiba – Prado Velho .....	281
<b>3.5</b>	Estação Fluviográfica Curitiba – Prado Velho .....	282
<b>3.6</b>	Seção geológica do sul da Bacia de Curitiba, ao longo da BR-116, entre os bairros Tatuquara e Guabirota .....	286
<b>3.7</b>	Compartimentação litológica da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém .....	287
<b>3.8</b>	Primeira carta topográfica de Curitiba (1857) .....	289
<b>3.9</b>	Planta urbanística de Curitiba em 1890 .....	290
<b>3.10</b>	Plano Diretor Agache para urbanização da cidade de Curitiba em 1943 .....	291
<b>3.11</b>	Fusão das imagens digitais Spot (10 m) + Landsat TM (30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1988) .....	298
<b>3.12</b>	Fusão das imagens digitais Spot (10 m) + Landsat TM (30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1996) .....	299
<b>3.13</b>	Fusão das imagens digitais Landsat ETM 7 (15 m e 30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1999) .....	300
<b>3.14</b>	Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988) .....	303
<b>3.15</b>	Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996) .....	304
<b>3.16</b>	Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999) .....	305
<b>3.17</b>	Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60 \text{ ha}$ ) (Período: 1850 – 1990) .....	313
<b>3.18</b>	Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60 \text{ ha}$ ) (Período: 1990 – 2020) .....	314
<b>3.19</b>	Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60 \text{ ha}$ ) (Período: 1920 – 2020) .....	320

<b>3.20</b>	Evolução das áreas impermeáveis da bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) (Período: 1860 – 1980) .....	328
<b>3.21</b>	Evolução das áreas impermeáveis da bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) (Período: 1980 – 2020) .....	329
<b>3.22</b>	Efeito da taxa de impermeabilização dos solos no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) .....	335
<b>3.23</b>	Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 4.200 ha) .....	337
<b>3.24</b>	Relação entre escoamento superficial máximo e coeficiente de deflúvio (C) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) (Período: 1987 – 2001)....	342
<b>3.25</b>	Relação entre o tempo de duração da chuva e do tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	349
<b>3.26</b>	Relação entre vazão máxima de escoamento superficial e tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	350
<b>3.27</b>	Relação entre vazão máxima de escoamento superficial e tempo de duração da chuva crítica na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	351
<b>3.28</b>	Efeito da detenção das águas pluviais no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) .....	357
<b>3.29</b>	Tempo de concentração em função da relação “permeabilidade artificial” (Rp = 25,71%) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) .....	359
<b>3.30</b>	Hidrogramas do escoamento superficial observado e com detenção das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) Evento (09-10/01/1997) .....	367
<b>3.31</b>	Hidrogramas do escoamento superficial observado e sem detenção das águas pluviais para Aimp = 36,39 km <sup>2</sup> , na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) Evento (09-10/01/1997) .....	370
<b>3.32</b>	Relação entre precipitação efetiva e precipitação total na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	376
<b>3.33</b>	Precipitação armazenável em função da área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) (Período: 1987 – 2001) .....	379
<b>3.34</b>	Relação entre o volume de precipitação efetiva e o volume armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	383
<b>3.35</b>	Relação entre a precipitação total e escoamento superficial máximo na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km <sup>2</sup> ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)] .....	389

<b>3.36</b>	Sistema de águas pluviais separado do sistema de abastecimento público .....	394
<b>3.37</b>	Uso doméstico médio diário de água potável na Inglaterra e no País de Gales .....	399
<b>3.38</b>	Reservatório de autolimpeza das águas pluviais .....	408
<b>3.39</b>	Reservatório de armazenamento das águas pluviais .....	409
<b>3.40</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Vista Lateral) .....	417
<b>3.41</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ; $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Vista Frontal) .....	418
<b>3.42</b>	Detalhes das instalações do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ; $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) .....	419
<b>3.43</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ; $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Planta) .....	420
<b>3.44</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ; $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba - PR (Detalhes; Unidade: cm) .....	421
<b>3.45</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Vista Lateral) .....	425
<b>3.46</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Vista Frontal) .....	426
<b>3.47</b>	Detalhes das instalações do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) .....	427
<b>3.48</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Planta) .....	428
<b>3.49</b>	Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ; $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Detalhes; Unidade: cm) .....	429
<b>5.1</b>	Aplicabilidade dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na drenagem urbana .....	490

## RESUMO

A água, como os demais recursos da biosfera, é escassa e seu uso racional compreende tanto a preservação como a conservação da quantidade e da qualidade. A Lei Nº 9433/97 que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos, define que a água é um bem de domínio público, constituindo um recurso natural limitado, dotado de valor econômico.

A idéia da aplicabilidade dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, instalados em todos os tipos de construções em todos os bairros, é um instrumento extremamente importante no controle do balanço hidrológico, como medida corretiva e mitigadora do impacto causado ao ciclo da água local, pelas atividades humanas, nas áreas urbanas das bacias hidrográficas, com crescentes taxas de impermeabilização dos solos, foi decorrente do aumento significativo dos níveis de água máximos das enchentes urbanas na Cidade de Curitiba, especificamente, as que ocorrem na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Para demonstrar a necessidade premente de promover a retenção das águas pluviais, para retardamento do escoamento superficial e abatimento dos níveis de água máximos das enchentes urbanas e ainda, recarga das águas subterrâneas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram quantificadas, mapeadas e tabuladas todas as áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia. Utilizando técnicas de classificação digital de imagens do Sensoriamento Remoto, datadas de 1988, 1996 e 1999, as quais, em função dos censos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE e das previsões populacionais futuras, determinaram-se as taxas de impermeabilização dos solos da Bacia, para um período de duzentos anos, compreendido entre 1820, ano do 1º censo, e 2020, ano em que será atingida a taxa de impermeabilização máxima dos solos da Bacia.

Discretizando a área de drenagem total  $A = 87,85 \text{ km}^2$ , da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para a seção transversal de controle, na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, foram selecionados, no período de 1987 a 2001, 25 eventos pluvio-fluviométricos críticos, que propiciaram o estabelecimento das correlações entre as principais variáveis hidrológicas da Bacia. Dos 25 eventos selecionados, destacou-se a chuva convectiva (“de verão”) ocorrida em 21/02/1999, com tempo de recorrência  $Tr = 33,5$  anos, que fundamentou a determinação da relação que representaria a “diminuição da impermeabilização real” dos solos da Bacia, que para o ano de 2020, atingirá o seu valor máximo. Porém essa diminuição é, praticamente, impossível de ser feita, a mesma foi denominada de relação de “**permeabilidade artificial**” dos solos da Bacia “**Rp**”.

Com o valor calculado da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia, foi determinada a chuva a ser armazenada na Bacia do Rio Belém e, conseqüentemente, o volume necessário de reservação das águas pluviais, por unidade de área de coleta (telhado), tanto para as áreas da Bacia com solos das litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes como nas áreas dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, que possuem boa capacidade de infiltração no solo saturado, por conseqüência, reservatórios com volume 25% menores do que nas duas outras litologias.

Desenvolveu-se projeto completo de um sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, numa casa unifamiliar, com  $51 \text{ m}^2$  de área de coleta (telhado) das águas pluviais, dimensionado a partir do aproveitamento de 85% da precipitação anual média de  $1.511,2 \text{ mm}$ , observada na Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho, com uma série histórica de 19 anos (1982 – 2000). A partir dos critérios e parâmetros estabelecidos, determinaram-se os volumes dos reservatórios de auto-limpeza e do armazenamento, as utilizações externas e interna das águas pluviais feitas por 4 pessoas de uma família, a infiltração dos excessos, e as economias mensal e anual médias, incidentes na tarifa de água

potável e esgotos sanitários, pela substituição por águas pluviais, orçamentação e o período de reembolso do investimento no sistema inovador.

Com os mesmos critérios e parâmetros utilizados na casa unifamiliar com  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , os resultados foram extrapolados para quatro casos práticos. Uma casa unifamiliar com 5 moradores e área de coleta das águas pluviais  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , um condomínio vertical multifamiliar com 43 habitantes e  $A_c = 245 \text{ m}^2$  e, dois consumidores comerciais, num hipermercado com  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$  e num shopping center com  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , concluindo-se que a economia da água potável, pela substituição por águas pluviais, está diretamente ligada ao tamanho da superfície de coleta.

A detenção das águas pluviais do sistema viário público, distribuída em todos os logradouros públicos das bacias hidrográficas dos rios Ivo e Pilarzinho, tributários do Rio Belém, conduziram a mudança do conceito da detenção concentrada das águas pluviais num único reservatório, denominado popularmente de “piscinão”, devendo tal conceito, ser totalmente revisto quando se tratar de áreas intensamente urbanizadas e ocupadas, pela absoluta falta de espaço físico para sua construção.

Com relação a detenção distribuída das águas pluviais pelos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração, assim como pelos reservatórios de detenção em todos os logradouros públicos, espera-se que as recomendações elencadas sejam implementadas no Município de Curitiba, pelos profissionais e técnicos responsáveis pela sua drenagem urbana, assimilem o conceito inovador, a fim de que os níveis de água máximos das enchentes urbanas comecem a diminuir, assim como ocorra a recarga dos seus aquíferos, objetivando a preservação e a conservação dos seus recursos hídricos, trazendo melhorias na qualidade de vida da População de Curitiba e da sua Região Metropolitana.

## **ABSTRACT**

The water, as the others Biosfera resources, are scarce and its rational use include even the preservation as theirs conservation of the quantity and quality. The 9433/97 National Law which instituted the Water Resources National Politics, defines water as an public property, constituting a natural limited resource, endowed with economic value.

The applicability idea of the system by collection, storage, using and infiltration of rainfall waters, installed in all types of constructions, is an extremely important instrument at the hidrologic balance control, as an corrective way of the impact caused to the local water cycle, by human activities in urban areas of the watersheds, with increasing taxes of impermeable areas, was a result of the significantly increase of the maximum water levels in the urban floods in Curitiba City, specifically, at the Belém Urban River Basin.

To demonstrate the urgent necessity to promote rainfall detention, to diminishing the maximum water levels of urban floods, retarding the superficial flow, and recharge of the groundwater at the Belém Urban River Basin, the permeable and impermeable areas of the Basin were quantified, mapped and tabulated. Using techniques of Remote Sensing, with panchromatic and multispectral satellite images, captured in 1988, 1996 and 1999 years, which, in function of the censuses by the Geography and Statistics Brazilian Institute – IBGE and prevision of the future population, was computed the increases of the impermeable areas in the Watershed soils, for two hundred years, between 1820 and 2020.

Dealing out the total drainage area  $A = 87,85 \text{ km}^2$ , of the Belém Urban River Basin, limited on the transversal control section, Curitiba Prado Velho Fluviometric Station, with  $42 \text{ km}^2$  drainage area, 25 pluvio-fluviometric critical events were selected in the historical serie 1987 – 2001, which had proportionated correlation between the main hidrologic variables. In

these events, was detected the convective rainfall occurred in 21/02/1999, with an return period  $Tr = 33,5$  years, which based the relation that would represent the reduction of the real impermeable area growth of the Basin, will reach the maximum value in the 2020 year. However such reduction, being practically impossible to reach, was called relation of **“artificial permeability”** of the Basin soils **“Rp”**.

With the calculated value of the relation " artificial permeability " of the Belém Urban River Basin soils, was determined the total rain to be stored and, consequently, the necessary volume of rainfall storage, for unit of collection area (roof) in the three areas of the Basin soils groups: Guabirotuba Formation; Recent Sediments and Crystalline Complex, that possess good soil infiltration capacity.

A project containing the system of collection, storage, using and infiltration of rainfall in a familiar house, with  $51 \text{ m}^2$  of collection area (roof), was developed and designed to utilize 85% of the annual average precipitation  $1.511,2 \text{ mm}$ , observed in the Curitiba Prado Velho Rain Gauge, with a historical serie of 19 years (1982 - 2000). From the established criteria and parameters, were determined the volume of the storage reservoir, the externals and internal uses made by four persons of one family, the infiltration of the excesses, the monthly and annual economies averages, incidents in the drinking waters and sanitary sewers tariff, caused by the substitution for rainfall waters, costing and the investment refund period of the innovative system.

With the same criteria and parameters used in the house with  $Ac = 51 \text{ m}^2$ , the results was been extended to four other practical cases. A house with five inhabitants and collection area  $Ac = 110 \text{ m}^2$ , a vertical condominium with fourty-three persons and  $Ac = 245 \text{ m}^2$ , two commercial consumers, a supermarket with  $Ac = 12.000 \text{ m}^2$  and a shopping center with  $Ac = 6.164,46 \text{ m}^2$ , concluding that the economy of drinking waters of the public system caused by the substitution for rainfall waters, is directly related with the size of the collection surface.



The rainfall waters detention of the public road system, distributed in all public areas of the Ivo and Pilarzinho river basins, tributaries of Belém River, lead the change of the rainwater detention concept in a single reservoir, called popularly “piscinão”, in urban areas intensively occupied, and even the abandonment for the absolute lack of physical space for its construction.

With concerning of rainwater detention distributed systems, it's expected the recommendations to be implemented in the Curitiba City, by the responsible for its urban drainage, so that the maximum water levels of urban floods start to diminish, as well as occur the recharge of its groundwater, allowing the conservation of the water resources, bringing improvements in the quality life of the Curitiba City population and its Metropolitan Region.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

## **1. INTRODUÇÃO**

A água é elemento indispensável à vida e para o desenvolvimento das atividades humanas e, por meio da energia solar ela encerra um ciclo permanente. Este ciclo natural da água, Ciclo Hidrológico, é influenciado em seu balanço, no meio terrestre, entre precipitação, infiltração, escoamentos superficial e subterrâneo, evapotranspiração e por atividades humanas.

A aplicabilidade de um sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais é um instrumento importante no controle do balanço hídrico, como medida corretiva e mitigadora do impacto causado ao ciclo hidrológico local, pelas atividades humanas, nas áreas urbanas com crescente impermeabilização dos solos das bacias hidrográficas.

Os conceitos de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais no meio ambiente urbano, a cada dia, estão voltando ou sendo incorporados pelas comunidades técnicas nacional e internacional, que tratam dos sistemas da drenagem urbana. Tais conceitos tem desempenhado papel importantíssimo para o bem estar e melhora na qualidade de vida das populações das cidades, pois os mesmos buscam por meio de processos e medidas corretivas, o retardamento do escoamento superficial das águas das chuvas intensas, diminuindo os níveis de água máximos das enchentes urbanas, nas vertentes, córregos e canais dos vales receptores das águas pluviais.

Tendo em vista a revisão do Estado da Arte em todos os níveis de abrangência, desde internacional até localmente, com inúmeras ilustrações, e ainda, o desenvolvimento dos quatro conceitos envolvidos, baseado no objetivo geral e nos específicos do Programa

Individual de Pós-Graduação – PIPG, na Área de Geologia Ambiental, não querendo elaborar trabalho compêndio, o texto ficou extenso, optando em imprimí-lo com paginação frente e verso.

No trabalho objetivou-se verificar a aplicabilidade da coleta e armazenamento das águas pluviais da drenagem urbana, suas utilizações junto ao quadro urbano e, a infiltração do excesso das mesmas, visando a diminuição dos níveis de água máximos do escoamento superficial nas vertentes e nos vales receptores dessas águas e, manutenção da recarga das águas subterrâneas, tendo por base a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, localizada integralmente no Município de Curitiba.

Discretizando a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, numa seção de controle, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, dentro dos objetivos específicos analisaram-se: 1º) Os processos e medidas viáveis para a coleta e armazenamento das águas pluviais e, os efeitos do retardamento e abatimento das vazões máximas do escoamento superficial, às vertentes e aos canais e vales receptores da drenagem urbana; 2º) A inter-relação entre o processo geológico da infiltração nos solos das águas pluviais excedentes, nas suas três principais litologias, e os processos e medidas de coleta e armazenamento dessas águas, visando a preservação da recarga dos aquíferos; 3º) Quais as utilizações não-potáveis que poderiam ser dadas às águas pluviais armazenadas, pela substituição dos usos da água potável, distribuída pela Concessionária do abastecimento público no Município de Curitiba, visando a economia do consumo da água tratada, postergando a exploração dos mananciais de abastecimento da Região Metropolitana de Curitiba.

Os dois principais recursos naturais, que podem ter sistemas instalados, em qualquer tipo de edificação, são: A utilização da energia solar no aquecimento da água e, o aproveitamento das águas pluviais para usos não-potáveis, os quais não representam custos

significativos, possuindo prazos médios a curtos das taxas de retorno dos investimentos para as suas construções. Ou seja, conceitos e técnicas utilizadas por egípcios, romanos e outras civilizações antigas, principalmente com as utilizações das águas pluviais, estão retornando as obras civis contemporâneas, sem esquecer da tendência atual do Saneamento Básico, do reuso das águas servidas.

Problemas com a disponibilidade de água, tais como poços e açudes secos, enchentes urbanas freqüentes e, escassez de águas subterrâneas, são observados em muitas cidades do mundo, com diferentes graus de severidade. Estima-se, atualmente, que 60% da população mundial vive nas áreas urbanas, percentual esse, segundo o censo de 2000 do IBGE, no Brasil já atingiu o índice expressivo de 82% da sua população vivendo no meio urbano das cidades, principalmente nas regiões metropolitanas do País.

Tal percentagem indica que as bacias hidrográficas sofrem processo de urbanização intensiva, e altas taxas de impermeabilização dos seus solos e, portanto, as cidades brasileiras precisam promover a construção de sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, para assegurar a auto-sustentabilidade dos seus sistemas de abastecimento de água e, restabelecer e proteger a circulação da água regionalmente (ciclo hidrológico).

Dentro do objetivo maior, cidades ambientalmente corretas, com boa qualidade de vida dos seus habitantes, um problema sócio-ambiental que cada cidade resolvia isoladamente, sua solução passou a ser conhecida a nível globalizado. Soluções urbanas criativas e inovadoras das cidades, que ficavam restritas a seus territórios, hoje são divulgadas no mundo inteiro.

MENEZES (1996) resume, com muita propriedade, que a globalização do conhecimento das ações locais desenvolvidas pela Cidade de Curitiba, atraindo a atenção da opinião pública internacional, garantiu-lhe o título de “Cidade Modelo”, desmistificando a

suposta incapacidade do poder público municipal, de uma cidade do Hemisfério Sul, criar soluções próprias para seus problemas.

Transcrevendo Claudino Luiz Menezes: “Curitiba foi credenciada entre as cidades do mundo que melhor vem sabendo equacionar o binômio desenvolvimento urbano x meio ambiente. Durante o período pré-conferência EcoRio-1992, os principais periódicos internacionais, responsáveis pela formação da opinião pública mundial, deram ampla ênfase às ações que Curitiba vem desenvolvendo na busca de um desenvolvimento ambientalmente sustentável. Tanto jornalistas como estudiosos passaram a conhecer Curitiba como uma cidade diferenciada das demais cidades brasileiras, cujo padrão de desenvolvimento urbano deveria ser seguido não só por cidades do Hemisfério Sul, mas também pelas cidades do Hemisfério Norte”.

Tendo em vista a Constituição Brasileira e o disposto no Inciso VIII do seu Art. 30, o planejamento, os planos diretores, e ainda, os projetos, obras e serviços de drenagem urbana, mesmo que a área de drenagem ultrapasse os seus limites territoriais, serão de competência exclusiva do Município.

A Política Nacional de Recursos Hídricos, instituída pela Lei Nº 9433/97, regulamentou o Inciso XIX do Art. 21 da Constituição Brasileira, que define os fundamentos do Plano Nacional de Recursos Hídricos, dispondo que a água é um bem de domínio público, constituindo um recurso natural limitado, dotado de valor econômico. Na implementação do Plano Nacional de Recursos Hídricos, os poderes executivos dos estados e dos municípios, promoverão a integração das políticas locais de zoneamento, uso e ocupação dos solos e do saneamento básico, com as políticas Federal e Estadual de recursos hídricos.

O adequado dimensionamento das estruturas, assim como o funcionamento de um sistema de drenagem urbana estão atrelados ao planejamento que englobe, integralmente, o ambiente urbano da bacia hidrográfica, e devem estar de conformidade com o Plano Diretor

de Drenagem Urbana, isto é, deve-se planejar integradamente o funcionamento simultâneo do sistema de drenagem urbana, com todos os outros sistemas que compõe uma infra-estrutura dos municípios.

Constatação feita por MARIN et al. (1999) de que os recursos financeiros podem se tornar escassos quando sua alocação é inadequada devido a má administração pública municipal. Afirmaram que isto se deve ao fato de que os departamentos e/ou órgãos responsáveis pela drenagem urbana não possuem pessoal técnico especializado, levando a construções dos sistemas convencionais de drenagem urbana com base em dimensionamentos empíricos, sem critérios técnicos, ou ainda, com concepções simplistas, muito distantes da visão integrada, propicia a reincidência de obras em muitas situações.

A microdrenagem urbana convencional, tem como premissa básica, a rápida remoção do escoamento superficial, transferindo as águas pluviais das sarjetas às tubulações de concreto da rede de galerias. A água esco, na seqüência, nos emissários e nos canais de macrodrenagem urbana, os quais, geralmente, são construídos com paredes revestidas e impermeabilizadas. O controle das enchentes urbanas devido a urbanização é realizado, na maioria das vezes, por meio da canalização dos trechos mais críticos. Isto ocorre, via de regra, a partir de montante das bacias hidrográficas, em áreas que funcionariam como reservatórios de amortecimento para jusante. Portanto, apenas transferindo com maior velocidade as enchentes de um local para outro nas bacias hidrográficas urbanizadas.

Para demonstrar a necessidade premente de se promover a detenção das águas pluviais, para abatimento dos níveis máximos das enchentes urbanas, foi dada ênfase no Capítulo 3, o crescimento populacional do Município de Curitiba, discretizando-o para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, pois a urbanização acelerada dos terrenos, acarretando em altas taxas de impermeabilização dos seus solos, provocam o aumento dos níveis máximos de água não só no Rio Belém, mas também nos demais rios e canais da malha

hidrográfica da Cidade de Curitiba.

Para a obtenção das taxas de impermeabilização dos solos, necessita-se do levantamento das áreas permeáveis e impermeáveis das bacias hidrográficas, e, para isso, buscaram-se e foram descritas na Revisão da Literatura, duas metodologias. A das imagens digitais dos satélites de recursos naturais, avaliando as áreas permeáveis e impermeáveis dos solos das bacias hidrográficas, pela metodologia do Sensoriamento Remoto e, a metodologia da Densidade Habitacional, baseada em densidades demográficas, para avaliação das taxas de áreas impermeáveis das bacias.

Na questão das taxas de impermeabilização dos solos, salientou-se também, a Lei Nº 9800, sancionada em Janeiro/2000, do Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo de Curitiba, mostrando a preocupação dos urbanistas e técnicos, com as altas densidades demográficas que serão atingidas nas bacias hidrográficas do Município, em curto espaço de tempo, trazendo como uma das conseqüências, o incremento rápido nas taxas de áreas impermeáveis, e portanto, nos níveis máximos das enchentes urbanas, inclusive na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

No controle das enchentes urbanas, foi dada ênfase aos reservatórios de detenção ou de retenção das águas pluviais, fazendo retrospectiva histórica internacional, nacional, estadual e local, com descrição de vários exemplos com inúmeras ilustrações.

Especificamente, na detenção das águas pluviais pelo armazenamento em reservatórios instalados nas edificações, visando o amortecimento das vazões máximas e o retardamento do escoamento superficial, destacam-se as pesquisas e experimentos desenvolvidos por SCHILLING (1982) na Alemanha, BALMFORTH e BAILEY (1985) na Inglaterra, e por GENZ e TUCCI (1995) no Brasil, os quais, com instalações de microreservatórios de detenção piloto, mostraram a eficiência no amortecimento dos picos das vazões máximas, e o conseqüente retardamento do escoamento superficial.



A utilização das águas pluviais data desde a antigüidade, porém, muitos países, na atualidade, estão fazendo o seu aproveitamento, destacando-se nos casos de escassez, os experimentos desenvolvidos em 1988, pela coleta em lonas da umidade atmosférica da neblina, nas localidades de Lachay e Atiquipa, na Cordilheira do Andes, na Costa Peruana.

Para minimização das enchentes urbanas e recarga dos aquíferos, pela coleta e armazenamento das águas pluviais, em todas as edificações, destacam-se várias cidades do Japão, principalmente a Cidade de Sumida, destacando-se os sistemas de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais na Sede da Prefeitura Municipal e, no Ginásio de Sumô Ryogoku Kokugikan, ambos com reservatórios de 1.000 m<sup>3</sup> de capacidade de armazenamento das águas pluviais.

O exemplo mais contundente da detenção e utilização das águas pluviais da drenagem urbana, em grande escala, atendendo aos dois objetivos: No excesso das águas, para o controle das enchentes urbanas, e na escassez, ao abastecimento público é a Cidade de Cingapura, pelo Projeto do Sistema Conjunto Lower Seletar e Bedok. Este sistema foi construído em 1996, porque representa o último manancial de água bruta disponível para a Cidade de Cingapura, visto que todos os mananciais superficiais e subterrâneos de toda a Região, já estão totalmente explorados e utilizados.

No Município de Curitiba, a idéia da coleta e utilização das águas pluviais, tendo por objetivo economizar águas potáveis do sistema de abastecimento público, está inserida no setor de lavagem de veículos em dois postos de combustíveis, localizados na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

O Auto Posto Rick Ltda, localizado no Bairro Centro, na Bacia Hidrográfica do Rio Juvevê, que possui um reservatório de armazenamento com 5,0 m<sup>3</sup> de capacidade, funcionando com 2,5 m<sup>3</sup> do seu volume com água fornecida pela Concessionária SANEPAR e, os 2,5 m<sup>3</sup> remanescentes, volume de espera para o armazenamento das águas pluviais. Na

Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho, no Bairro Mercês, o Posto de Combustíveis Criança, possui sistema semelhante ao anterior, entretanto, na visita do Autor em 16/05/2001, o mesmo não estava em funcionamento, utilizando-se apenas águas potáveis do sistema de abastecimento público da Concessionária SANEPAR.

Para o estabelecimento dos critérios e parâmetros de dimensionamento dos sistemas de coleta, utilização e infiltração das águas pluviais, o principal parâmetro a determinar é a taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. Para isso, buscaram-se, no Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, dados dos censos populacionais do Município de Curitiba, para conhecimento do crescimento populacional entre o primeiro censo em 1820 até a previsão da população no ano de 2020, para avaliação do grau de urbanização da Cidade de Curitiba, as suas densidades demográficas e as taxas de impermeabilização dos seus solos.

Escolheu-se a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 87,85 km<sup>2</sup> de área de drenagem total, para o desenvolvimento dos equacionamentos, parâmetros e critérios a serem utilizados no dimensionamento dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, porém a Bacia foi discretizada para uma área de drenagem parcial de 42 km<sup>2</sup>, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, em função de que a mesma é possuidora do maior número de eventos fluviométricos críticos observados, no período entre 1987 e 2001.

A partir dessa decisão, foram levantados os dados populacionais, os dados pluviométricos e a constituição litológica dos solos da Bacia, para a determinação de todas as relações hidrológicas e estas, interrelacionadas com as taxas de impermeabilização dos solos da Bacia, visando a obtenção da altura da precipitação pluvial armazenável na Bacia, para minimização das suas enchentes urbanas.

Utilizando a técnica da fusão de imagens digitais dos satélites de recursos naturais

Landsat (E.U.A.) e Spot (França) e, por meio da classificação automática das imagens pancromáticas e multiespectrais dos anos de 1988, 1996 e 1999, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram determinadas, detalhadamente, pela metodologia do Sensoriamento Remoto, nas três principais litologias da Bacia, suas áreas permeáveis e impermeáveis, obtendo-se, via os censos demográficos e previsões populacionais, a evolução das taxas de impermeabilização dos solos (AI), entre o ano de 1820, primeiro censo realizado em Curitiba, até o ano de 2020, quando atingir-se-á a taxa de impermeabilização máxima da Bacia.

Para traçar comparativos no crescimento das taxas de impermeabilização dos solos na Bacia, as áreas impermeáveis também foram avaliadas pela metodologia da Densidade Habitacional (Demográfica), apresentada por TUCCI (2000). Dos valores obtidos, concluiu-se que a metodologia do Sensoriamento Remoto possui maior precisão do que a da Densidade Habitacional na avaliação das áreas impermeáveis das bacias hidrográficas, porque a metodologia proposta por Carlos E. M. Tucci não considera superfícies das lâminas de água da malha fluvial das bacias como áreas impermeáveis.

Tendo por base o evento pluvio-fluviométrico crítico máximo, ocorrido no dia 21/02/1999, com tempo de recorrência  $Tr = 33,5$  anos, a fim de não ocorrer extravasão nas margens do leito menor do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, a diminuição da impermeabilização real dos solos da Bacia, quase impossível de se fazer na prática, foi denominada de relação de **“permeabilidade artificial”** dos solos da Bacia **“Rp”**.

Com o valor necessário de “Rp” foram avaliados os seus efeitos sobre as taxas de impermeabilização dos solos da Bacia, e ainda, os efeitos sobre os tempos de concentração e escoamentos superficiais máximos da Bacia do Rio Belém. Os efeitos da relação “Rp” foram demonstrados por meio das novas características do hidrograma da enchente ocorrida em

09/01/1997, em se promovendo a detenção das águas pluviais, Figura 3.30, e sua forma no ano de 2020, Figura 3.31, sem a detenção das águas pluviais e a taxa de impermeabilização máxima dos solos da Bacia.

A detenção das águas pluviais, extremamente necessária, distribuída em toda a extensão territorial da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, demonstrada por meio da relação de “permeabilidade artificial” dos solos “Rp”, a condição principal a ser satisfeita foi expressa na Equação (3.42), onde a precipitação pluvial armazenável na Bacia é assumida ser igual a chuva efetiva sobre a Bacia, ou seja, igual a precipitação pluvial que origina os escoamentos superficiais na Bacia.

Partindo dessa premissa básica, Equação (3.42), estabeleceram-se várias correlações entre as principais variáveis hidrológicas, fundamentadas em 25 eventos pluviométricos, selecionados no período de 1987 até 2001, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, determinando-se a chuva armazenável total na Bacia,  $P_{arm} = 23,7$  mm, e na seqüência, obtendo a chuva total necessária a coleta e ao armazenamento no ano de 2020, quando a taxa de impermeabilização dos solos da Bacia será máxima.

No mapeamento Geológico Ambiental de Curitiba, feito por GIUSTI (1989), constatou-se o comportamento diferenciado da infiltração das águas pluviais nos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, devido as diferentes litologias que compõe a Bacia. Dessa maneira, devido a boa capacidade de infiltração das águas pluviais, nos solos das áreas da Litologia Embasamento Cristalino, permitiu que a chuva total necessária a coleta e ao armazenamento fosse reduzida nessas áreas da Bacia. Conseqüentemente, os volumes de reservação por unidade de área de coleta (telhado) das águas pluviais, cerca de 25% menores do que nas áreas dos solos das litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes.

A proposição para as utilizações das águas pluviais é por meio de um sistema

totalmente independente do sistema de abastecimento público, visto que as águas pluviais são classificadas como não-potáveis, mas mesmo assim, o sistema deverá ter um pequeno reservatório de sedimentação (autolimpeza) das impurezas depositadas nas superfícies de coleta, para garantir boa qualidade das águas pluviais armazenadas.

A substituição do consumo de água potável pela utilização das águas pluviais, Tabela 3.54, preponderam os usos externos, tais como lavagem de calçadas, garagens, pátios de estacionamento, irrigação de jardins, canteiros de plantas e floreiras, lavagem de veículos, fins industriais que não exijam grau refinado de pureza, combate a incêndios, ou ainda, em outras situações emergenciais e, o único uso interno, nas bacias sanitárias e mictórios.

Para mostrar a utilização de um sistema de coleta, armazenamento, usos e infiltração das águas pluviais, foi desenvolvido projeto completo desse sistema, instalado numa casa unifamiliar simples, com 51 m<sup>2</sup> de área de coleta (telhado) das águas pluviais, dimensionado a partir dos critérios e parâmetros estabelecidos, o volume de armazenamento, as utilizações feitas por 4 pessoas de uma família, a infiltração dos excessos, as economias mensal e anual médias, incidentes na tarifa de água potável e esgotos sanitários, pela substituição por águas pluviais e o período de reembolso do investimento no sistema, nas duas áreas principais dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. Nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, Figuras 3.40 a 3.44, e na Litologia Embasamento Cristalino, nas Figuras 3.45 a 3.49, destacando-se a sugestão às indústrias de instalações hidráulico-sanitárias prediais, utilizarem a cor verde escura nas tubulações, reservatórios, peças e conexões, torneiras, etc., visto ser uma solução para as enchentes urbanas e recarga dos aquíferos, portanto, solução ambiental aos problemas de partes do ciclo da água local e regional, passível de o sistema obter a certificação de qualidade ambiental, via Norma Internacional ISO 14000.

Com os mesmos critérios e parâmetros utilizados na casa unifamiliar de 51 m<sup>2</sup> de área

de coleta (telhado) das águas pluviais, os resultados obtidos com a mesma foram extrapolados para quatro casos práticos. Uma casa unifamiliar com área de coleta  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , um condomínio vertical multifamiliar com  $A_c = 245 \text{ m}^2$  e dois consumidores comerciais, num hipermercado com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$  e num shopping center com  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , concluindo-se que a economia de água potável do sistema de abastecimento público, pela substituição por águas pluviais, está diretamente ligada ao tamanho da área de coleta. Entretanto, mesmo para as piores condições de utilização das águas pluviais, observadas no condomínio vertical multifamiliar ( $A_c = 245 \text{ m}^2$ ), a economia anual média na tarifa da Concessionária do abastecimento público seria de 9,54%, equivalente a uma economia de 1,15 meses no consumo anual médio de água potável.

Com os mesmos parâmetros e critérios desenvolvidos na detenção distribuída das águas pluviais, ao longo da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram analisadas as detenções das águas pluviais originadas em função das impermeabilizações impostas aos solos das suas bacias hidrográficas, pela pavimentação do sistema viário público. A análise das detenções das águas pluviais foi feita mediante a apresentação de dois exemplos. O primeiro na área dos solos da Litologia Formação Guabirota, na bacia hidrográfica do Rio Ivo, com área de drenagem  $A = 4,30 \text{ km}^2$ , localizada no Centro da Cidade de Curitiba, na Praça General Osório, e o segundo, na área dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, na bacia hidrográfica do Rio Pilarzinho, com área de drenagem  $A = 2,69 \text{ km}^2$ , no Largo José Zonatto, localizado no Bairro Bom Retiro.

Com a detenção das águas pluviais do sistema viário, em todos os logradouros públicos das bacias hidrográficas dos rios Ivo e Pilarzinho, indicados nas Tabelas 3.77 e 3.78, validaram a tese da coleta e do armazenamento distribuído das águas pluviais, ao longo de toda a extensão territorial da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, feito nas casas, condomínios, hipermercados, shopping centers, universidades, postos de combustíveis com

lava-car, etc. Conseqüentemente, o conceito da detenção concentrada das águas pluviais na macrodrenagem urbana, num único reservatório, denominado popularmente de “piscinão”, em áreas intensamente urbanizadas deverá ser reavaliado, conduzindo praticamente ao seu abandono, pois faltarão espaços físicos para suas construções.

As enchentes urbanas da Cidade de Curitiba, nas bacias hidrográficas com altas taxas de impermeabilização dos solos, serão minimizadas, somente quando a Administração Pública Municipal estabelecer uma política adequada e, traçar diretrizes de planejamento aos seus sistemas de drenagem urbana, a serem aplicadas por meio dos dois instrumentos maiores, o Plano Diretor e o Manual de Drenagem Urbana, criando programas de ação, mecanismos eficazes de financiamentos, de incentivos fiscais e de investimentos significativos, tanto na drenagem urbana convencional, como na proposta inovadora, desenvolvida neste Trabalho.

Com os equacionamentos, critérios e parâmetros inseridos no Capítulo 3, com base na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para serem aplicados no dimensionamento dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, no Município de Curitiba, espera-se que os profissionais e os técnicos especializados em drenagem urbana das secretarias, dos departamentos e dos órgãos competentes do Município, desenvolvam, num curto espaço de tempo, a visão integrada desse tipo de sistema, com os demais sistemas urbanos da Cidade. Espera-se ainda, dos profissionais e técnicos especializados em drenagem urbana, que percam a visão simplista, conforme colocado por MARIN et al. (1999), porque em caso contrário, as enchentes urbanas na Cidade de Curitiba continuarão acontecendo, a cada evento crítico de chuva intensa, com níveis de água máximos cada vez mais elevados.

As principais proposições do Trabalho, objetivos do mesmo, de promover a detenção das águas pluviais em todas as edificações de todos os bairros da Cidade de Curitiba, e ainda, aquelas originadas pelas impermeabilizações do seu sistema viário, em reservatórios de detenção construídos em todos os logradouros públicos do Município, espera-se pelos

exemplos descritos no Capítulo 3, tal como o da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Ivo, junto a Praça General Osório, reverta a conclusão tirada pela Prefeitura Municipal de Curitiba, de optar em correr riscos da ocorrência de novas enchentes na Zona Central de Curitiba, pela implantação parcial das medidas corretivas propostas por MARIN et al. (1999), para adequação do sistema de drenagem urbana local. Se voltar a se repetir o evento pluvial crítico, em condições idênticas a chuva convectiva ocorrida em 21 de Fevereiro de 1999, sobre a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com alta taxa de impermeabilização dos solos, num dia útil e numa hora de maior convergência de pessoas e de veículos, estabelecer-se-á o caos na Zona Central de Curitiba, sob sérios riscos de ocorrerem enormes prejuízos materiais, quiçá sem vítimas humanas, e também, na continuidade do título de “Cidade Modelo”, o risco de manchá-lo com o acréscimo de três palavras: “... Exceto na Drenagem Urbana”.

Com relação aos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, com critérios, parâmetros e equacionamentos desenvolvidos a partir dos dados pluvio-fluviométricos dos 25 eventos críticos que ocorreram no período de 1987 a 2001, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup>, de área de drenagem, permitiu elencar trinta e duas recomendações.

Implementando e colocando-as em prática, espera-se que a médio prazo, os níveis de água máximos das enchentes urbanas, não só da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, mas também das demais bacias hidrográficas do Município de Curitiba, sejam minimizados e controlados, assim como a recarga dos seus aquíferos seja suficiente, para que haja equilíbrio dos escoamentos do ciclo hidrológico local e regional, objetivando a preservação e conservação dos recursos hídricos, visando melhorias na qualidade de vida da População de Curitiba e da sua Região Metropolitana.

Dentro do desenvolvimento ambientalmente sustentável, espera-se que a Cidade de Curitiba desenvolva e promova ações para a solução dos problemas advindos das suas



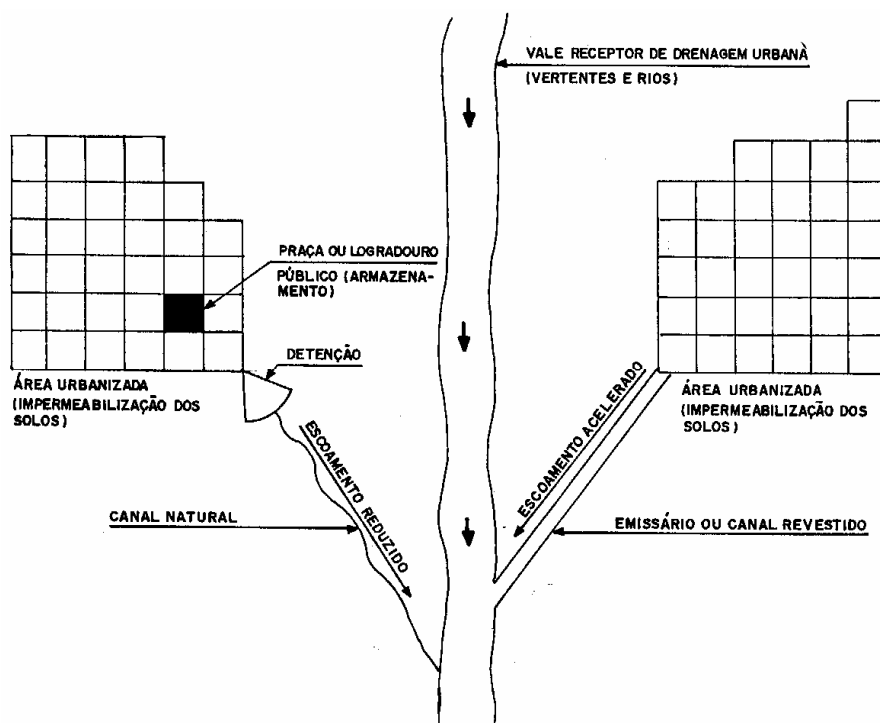
enchentes urbanas e a recarga das suas águas subterrâneas. Tais soluções serão alcançadas a médio prazo, pela construção em todos os seus bairros, dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, instalados em todas as edificações, e ainda, reservatórios de retenção das águas pluviais, construídos em todos os pontos públicos do sistema viário da Cidade, Figura 5.1, seguindo os equacionamentos, critérios e parâmetros desenvolvidos no Capítulo 3, com base em 25 eventos pluvio-fluviométricos críticos, ocorridos no período entre 1987 e 2001, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, a fim de que a Cidade mantenha o seu título de “Cidade Modelo”.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

## 2. REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1. Urbanização das Bacias Hidrográficas

De acordo com ASCE (1985), tradicionalmente, os problemas de drenagem e prevenção a enchentes urbanas são abordados por meio do conceito de máxima eficiência (“conveyance approach”) no escoamento, ou seja, escoar rapidamente para jusante as águas pluviais. Entretanto, há dezessete anos atrás foi introduzido no planejamento dos sistemas de drenagem urbana, o conceito de armazenamento para detenção das águas pluviais (“storage detention approach”). O conceito está baseado na coleta e detenção temporária de parte, ou da totalidade do escoamento, durante e logo após a ocorrência da chuva, proporcionando o controle do escoamento para jusante. Uma comparação entre os dois conceitos está indicado na Figura 2.1.



**Figura 2.1** Conceito máxima eficiência x detenção no escoamento das águas pluviais  
**Fonte:** ASCE (1985)

De acordo com UNESCO (1987) o efeito combinado da industrialização, urbanização e crescimento populacional, alteram o comportamento do ciclo hidrológico, causando impactos ambientais.

Drenagem Urbana, um sistema hidrológico urbano de grande complexidade, parte integrante deste ciclo, deverá ter seu planejamento inter-relacionado com o planejamento dos sistemas de abastecimento e tratamento de água, da coleta e tratamento dos esgotos sanitários, e ainda, com outros que são partes integrantes do planejamento urbano global.

Efeitos da urbanização sobre o clima incluem mudanças no balanço energético, poluição atmosférica, e na circulação atmosférica, causadas pelas construções e outras transformações impostas pelo uso e ocupação dos solos. As “ilhas de calor” causadas pelo aumento da temperatura do ar, sobre áreas urbanas, comparadas com as localidades circunvizinhas, é uma das principais modificações no clima urbano.

Avaliações feitas na U.R.S.S., E.U.A. e, em outros países, mostraram que a precipitação total anual, em cidades altamente urbanizadas, em geral, são 5 a 10% maiores do que nas circunvizinhanças destas localidades, e por vezes, 30% maiores para determinadas chuvas.

Uma parte relevante do escoamento urbano são as enchentes e seus níveis máximos, formas e volumes dos hidrogramas que definem os projetos das redes de esgotamento pluvial urbano. A variedade das estruturas impermeáveis, e das ruas e avenidas, com a construção dos sistemas de esgotamento pluvial explicam a rapidez do escoamento para o interior dos condutos.

Coefficientes de escoamento superficial tendem a aumentar rapidamente, comparando-os com os das áreas não urbanizadas. De acordo com dados de cientistas norte americanos, a urbanização total de uma bacia hidrográfica poderá aumentar de 5 até 10 vezes a sua vazão média de enchente. Escoamento superficial em áreas impermeáveis podem ser centenas de

vezes maior do que o escoamento nas áreas naturais. Coeficientes de escoamento para solos permeáveis e coberturas naturais podem variar de 0,01 até 0,90, dependendo das intensidades da chuva e das condições de umidade antecedentes dos solos da bacia hidrográfica.

GIUSTI (1989) alerta que os maiores agravantes na ocupação do solo no Município de Curitiba são na maioria irreversíveis. Neste aspecto, os terrenos da região central, a partir do terraço fluvial do Rio Belém foram sucessivamente ocupados, inclusive as suas várzeas, causando impermeabilização crescente dos terrenos, favorecendo as enchentes urbanas.

Esse Rio, sofreu canalizações e as margens drenadas, descaracterizando totalmente a forma natural, agravando-se os problemas das enchentes ao longo de todo seu talvegue, até o exutório no Rio Iguaçu. Salienta ainda que, processo semelhante vem ocorrendo com outros rios do Município, tais como, Bacacheri, Barigüi, Atuba, Padilhas e Passaúna, respectivamente.

Afirma que a partir de 1970, devido ao processo migratório do meio rural aos centros urbanos, as áreas de declividades médias do Município de Curitiba foram rapidamente ocupadas, porém em taxas de adensamento baixas, porque eram áreas mais nobres e inacessíveis à maioria da população, acarretando num avanço descontrolado sobre as várzeas e planícies de inundação em direção ao sul da Cidade. Neste período, iniciou o maior desequilíbrio entre os escoamentos superficial e subterrâneo, além da intensificação dos processos erosivos e de sedimentação, aumentando a frequência das enchentes urbanas.

Observa também que a intensificação da imigração das áreas rurais para os centros urbanos, e devido ao planejamento urbano do Município, que incentivou a valorização imobiliária, grandes áreas foram incorporadas a malha urbana. Dessa maneira, a impermeabilização dos solos pela expansão urbana, se projetou para as zonas com declividades acentuadas, principalmente nos bairros de Santa Felicidade, Pilarzinho, Schäffer, Bom Retiro, São Lourenço, Abranches, Ahú, e Barreirinha.

Com a ocupação dos solos nas regiões com maiores declividades nas bacias hidrográficas de Curitiba, destacou-se o surgimento de um agravante a favor dos processos erosivos: Implantação de edificações e redes viárias, promovendo grandes movimentações de colúvio e de taludes, expondo amplas superfícies de solos desprotegidos a ação das águas pluviais, provocando voçorocas nas encostas e, conseqüentemente assoreamento dos cursos d'água, galerias e canais. Neste período, iniciou-se o comprometimento mais sério do equilíbrio entre a drenagem superficial e os processos erosivos e de sedimentação, ocasionando enchentes freqüentes nas bacias hidrográficas de Curitiba.

GUNDLACH (1976) analisando as influências da impermeabilização de bacias hidrográficas sobre parâmetros do hidrograma unitário, baseado na reconstituição de 15 hidrogramas de enchentes, na cidade de Filadélfia – E.U.A., utilizando análise estatística de regressão múltipla, obteve a relação existente entre os tempos de concentração atual e futuro de uma bacia hidrográfica, em função das taxas de impermeabilização dos solos atual e futura, como:

$$\frac{(t_c)_f}{(t_c)_a} = \left( \frac{1,0 + 0,30 AI_a}{1,0 + 0,30 AI_f} \right)^{0,61} \quad (\text{Coeficiente de correlação } R = 0,948) \quad (2.1)$$

Onde:  $(t_c)_f$  = tempo de concentração futuro (min);

$(t_c)_a$  = tempo de concentração atual (min);

$AI_a$  = taxa de impermeabilização atual (%);

$AI_f$  = taxa de impermeabilização futura (%).

ARNELL (1989) mostra na Tabela 2.1 o aumento na vazão máxima no Rio Schwippe, tributário da bacia hidrográfica do Rio Würm na Alemanha, devido ao aumento da urbanização da bacia.

**Tabela 2.1** Mudanças na vazão máxima com o aumento da urbanização na bacia do Rio Schlippe (Alemanha)

Ano	Parcela Urbanizada da Bacia	Vazão Máxima (m <sup>3</sup> /s)
1900	< 5%	
1919		62
1966		98
1969	≈ 30%	
1980		135
1985	≈ 50%	

Fonte: ARNELL (1989)

No Arroio Kirchhörder, com 6,2 km<sup>2</sup> de área de drenagem, na região de Emscher, a vazão máxima da onda de enchente aumenta de 0,8 m<sup>3</sup>/s para 2,9 m<sup>3</sup>/s, se o grau de urbanização aumentar de 6,5% para 25%.

ARNELL (1989) com base nos estudos desenvolvidos pelo Instituto de Pesquisas e Obras Públicas, do Ministério da Construção do Japão, cita que a influência humana mais importante sobre o regime de escoamento dos rios no Japão é o rápido crescimento da urbanização, a qual ainda se mostra intensa em inúmeras áreas suburbanas.

O Instituto de Pesquisa e Obras Públicas coletou dados de escoamento, com discretização de 10 min, em 23 bacias hidrográficas urbanizadas em 14 rios e comparou-os com outras bacias parcialmente urbanizadas, ou ainda naturais, em várias partes do Japão. As áreas de drenagem das bacias urbanizadas estavam compreendidas entre 0,2 e 50 km<sup>2</sup>. Mostraram regimes de escoamento diferentes, em função da extensão dos diferentes graus de urbanização em que se encontravam as bacias hidrográficas.

As influências foram quantificadas em termos dos diferentes parâmetros dos modelos de escoamento superficial. Os modelos de escoamento superficial utilizados foram: Método Racional; Modelo do Armazenamento e Modelo da Onda Cinemática.

O Método Racional é definido por:

$$Q = \frac{C i A}{3,6} \quad (2.2)$$

Onde:  $Q$  = vazão máxima ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$i$  = intensidade máxima média da chuva ( $\text{mm/h}$ ) para duração igual ao tempo de concentração da bacia  $t_c$ ;

$A$  = área da bacia hidrográfica ( $\text{km}^2$ ).

As seguintes modificações foram observadas:

– Bacia natural:  $t_c = 1,67 \times 10^{-3} (L / \sqrt{I})^{0,7}$  (2.3)

Para  $C = 0,5$  a  $0,7$

– Bacia urbanizada:  $t_c = 2,40 \times 10^{-4} (L / \sqrt{I})^{0,7}$  (2.4)

Para  $C = 0,7$  a  $0,9$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração da bacia (h);

$L$  = comprimento do talvegue principal (m);

$I$  = declividade do talvegue principal (m/km).

Comparando as Equações (2.3) e (2.4) fica evidenciado que o aumento do grau de urbanização de uma bacia hidrográfica, aumenta a parcela do escoamento superficial nas áreas impermeáveis e o tempo de concentração da bacia fica reduzido por uma fator 5 ou 10, quando comparado com as condições naturais dessa bacia.

ARNELL (1989) coloca que o modelo de escoamento mais utilizado no Japão é o Modelo do Armazenamento. A equação linear do armazenamento de água numa bacia hidrográfica é dada por:

$$S(t) = K Q(t) \quad (2.5)$$



Onde:  $S(t)$  = armazenamento de água na bacia (mm);

$K$  = coeficiente de armazenamento característico da bacia;

$Q(t)$  = vazão na bacia (mm/h);

$t$  = tempo (h).

A equação da continuidade do escoamento é obtida por:

$$I(t) = Q(t) + K \frac{d Q(t)}{dt} \quad (2.6)$$

Onde:  $I(t)$  = intensidade máxima média da chuva (mm/h).

Subtraindo o escoamento básico, o retardamento do escoamento é dado por:

$$Q_1(t) = Q(t + T_1) - Q_i(t + T_1) \quad (2.7)$$

Onde:  $T_1$  = tempo de retardamento da bacia (h);

$Q_i$  = vazão do escoamento básico (infiltração) (mm/h).

De acordo com ARNELL (1989), o coeficiente de armazenamento  $K$  utilizado nas Equações (2.5) e (2.6) tem seu valor reduzido pela urbanização como:

$$K = 8,6 A^{0,10} \times 10^{-0,8U} \quad (2.8)$$

Onde:  $A$  = área da bacia (km<sup>2</sup>);

$U$  = índice de urbanização da bacia (adimensional).

O índice de urbanização da bacia é definido pela relação:

$$U = \frac{\text{área alterada artificialmente exceto pela agricultura}}{\text{área total da bacia hidrográfica}}$$

Na Equação (2.8) a variação do valor do coeficiente de armazenamento K é grande:

–  $K = 4,0 - 20,0$  para  $U = 0$  (bacia em condições naturais);

–  $K = 0,5 - 5,0$  para  $U = 1$  (bacia totalmente urbanizada).

Na previsão da influência humana no escoamento em canais, o Modelo da Onda Cinemática é considerado prático porque a rugosidade equivalente da superfície  $n$  pode expressar o efeito da urbanização da bacia hidrográfica.

No escoamento cinemático, segundo ARNELL (1989), a vazão em função da profundidade do escoamento é expressa por:

$$q = K y^m \quad (2.9)$$

Onde:  $q$  = vazão por unidade de largura ( $m^3/s.m$ );

$y$  = profundidade do escoamento (m);

$K$  = coeficiente representativo do armazenamento no canal (adimensional);

$m$  = coeficiente da geometria da seção do canal com grande largura ( $= 5/3$ ).

A equação da continuidade do escoamento não permanente num canal retangular de grande largura é dada por:

$$\frac{\delta q}{\delta x} + \frac{\delta y}{\delta t} = \alpha i_e(t) \quad (2.10)$$

Onde:  $\alpha$  = coeficiente para ajuste das unidades;

$i_e$  = chuva efetiva sobre a bacia (mm/h);

$x$  = extensão do canal (m)

$t$  = tempo de duração  $t$ .

No presente caso, aplicando a fórmula de Manning, obtém-se o valor de  $K$ :

$$K = \left[ \frac{n}{(\sin \theta)^{-1/2}} \right]^p \quad (2.11)$$

Onde:  $n$  = coeficiente de rugosidade do canal (e/ou de Manning);

$\theta$  = gradiente da declividade da linha de energia;

$p = 0,375$ .

ARNELL (1989) fornece o valor do coeficiente de rugosidade  $n$ , obtido a partir do índice de urbanização,  $n = 1,3 \times 10^{-2,1U}$ , com uma gama de variação:  $n = 0,30 - 4,00$  para  $U = 0$ ;  $n = 0,035 - 0,64$  para  $U = 0,5$  e  $n = 0,004 - 0,10$  para  $U = 1,0$ .

Diferenças observadas numa área experimental de (20 x 20)m, com cobertura florestal e superfície descoberta, são indicadas na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2** Influências sobre o escoamento em área experimental florestada e descoberta

Parâmetro	Solo	
	Com floresta	Descoberto
– Coeficiente de escoamento de eventos C	0,17 – 0,47	0,75
– Coeficiente de escoamento anual Ca	0,13 – 0,29	0,60
– Perda inicial de chuva	30 – 80 mm	2 – 6 mm
– Taxa de infiltração final	50 mm/h	10 mm/h

**Fonte:** ARNELL (1989)

CAMPANA et al. (1992) com imagem multiespectral das bandas 2 e 3, do satélite de Sensoriamento Remoto SPOT, com resolução espacial (20x20)m, determinaram a fração das

áreas impermeáveis na bacia do Arroio do Meio, com 4,0 km<sup>2</sup> de área de drenagem, sub-bacia do Arroio Dilúvio, na Região Metropolitana de Porto Alegre – RS.

Existem dois tipos de fontes de radiação eletromagnética: Natural (radiação solar) e artificial (radiação emitida por um radar, etc). A energia refletida ou emitida pelos alvos, em diversas regiões do espectro eletromagnético, é medida por sensores montados em satélites de observação da terra, e armazenada na forma de imagens digitais.

As imagens digitais dos satélites de observação da terra são formadas por um arranjo regular de células elementares, denominadas de *pixel*, organizadas em formato *raster* (matrizes) e gravadas em fitas magnéticas de computador. Esses *pixels* se correspondem com uma determinada área do solo. Uma imagem multiespectral é formada por um conjunto de imagens obtidas simultaneamente da mesma região ou cena, em bandas distintas do espectro eletromagnético. Nas imagens, a cada *pixel* está associado um valor numérico (“número digital”) que representa a radiância refletida ou emitida pela correspondente parcela da área da terra, na correspondente banda espectral. O número digital varia no intervalo compreendido entre 0 e 255.

Com imagens digitais obtidas simultaneamente em diferentes bandas espectrais, identificam-se as características físicas dos alvos, sua distribuição espacial e, quando se dispõe de imagens obtidas em períodos distintos, as variações que ocorrem ao longo do tempo.

A classificação é um método, por meio do qual, rótulos são ligados aos *pixels* em função de suas características espectrais. Esses rótulos são chamados de classes espectrais ou simplesmente classes.

Os dois tipos principais de classificação das imagens são: Supervisionada e não-supervisionada. Na classificação supervisionada é essencial a definição prévia das classes e a caracterização destas por meio de atributos que lhe são representativos. A classificação de

uma imagem digital é feita pela análise da forma como os diferentes alvos ou objetos refletem a radiação solar.

Aspecto da maior relevância quando se utiliza da técnica do Sensoriamento Remoto é a escolha do tipo de imagem a ser utilizada. Nas Tabelas 2.3 e 2.4 estão indicados os potenciais de utilização das imagens Landsat-TM e Spot, respectivamente.

**Tabela 2.3** Potencial de aplicação das imagens Landsat-TM (Satélite dos E.U.A.)

Banda	Intervalo espectral ( $\mu\text{m}$ )	Principais características e aplicações
TM1	0,45 – 0,52	Estudos batimétricos em regiões litorâneas de água limpa, até profundidades de 20 a 30 m; mapeamento de superfícies de água e análise de materiais em suspensão. Diferenciação solo/vegetação. Sensibilidade à concentração de clorofila e carotenos.
TM2	0,52 – 0,60	Mapeamento de vegetação sadia pela reflectância verde, cujo pico se situa em 0,55 $\mu\text{m}$ .
TM3	0,63 – 0,69	Banda de absorção da clorofila, significativa na diferenciação de espécies vegetais.
TM4	0,76 – 0,90	Estudos de volume de biomassa, delineamento de corpos de água e aplicações em estudos geomorfológicos
TM5	1,55 – 1,75	Estresse de vegetação por desequilíbrio de água na cobertura foliar. Expectativa na identificação de mineralização superficial, sobretudo com os dados da divisão da banda 5 pela banda 1. Avaliação do uso do solo.
TM6	10,4 – 12,5	Propriedades termais do solo, rocha, vegetação e água. Estudos de contraste térmico entre litologias de rochas silicáticas.
TM7	2,08 – 2,35	Esta é considerada estritamente uma banda geológica, selecionada para identificar minerais com íons hidroxila. Potencialmente favorável à discriminação de produtos de alteração hidrotermal. Neste intervalo estão presentes algumas importantes bandas de absorção de rochas carbonáticas.

**Tabela 2.4** Potencial de aplicação das imagens Spot (Satélite da França)

Banda	Intervalo espectral ( $\mu\text{m}$ )	Principais características e aplicações
P	0,51 – 0,73	Esse modo espectral produz imagens com uma única banda espectral que é restituída sempre em preto e branco. Ela privilegia a fineza geométrica da imagem e permite discriminar detalhes finos, do tamanho do <i>pixel</i> que é de (10x10)m. É o modo mais aconselhável para trabalhar em estereoscopia para topografia, pois assim consegue-se maior precisão altimétrica.
XS1	0,50 – 0,59	Apresenta sensibilidade à presença de sedimentos em suspensão, possibilitando sua análise em termos de qualidade e quantidade. Boa penetração em corpos de água.
XS2	0,61 – 0,68	A vegetação verde, densa e uniforme, apresenta grande absorção, ficando escura, permitindo bom contraste entre áreas ocupadas com vegetação e aquelas sem vegetação (ex.: solo exposto, estradas e áreas urbanas). Permite a análise da variação litológica em regiões com pouca cobertura vegetal.
XS3	0,79 – 0,89	Os corpos de água absorvem muita energia nesta banda e ficam escuros, permitindo o mapeamento da rede de drenagem e delineamento de corpos de água. A vegetação verde, densa e uniforme, reflete muita energia nesta banda, aparecendo bem claras nas imagens. Apresenta sensibilidade à morfologia do terreno, permitindo a obtenção de informações sobre geomorfologia, solos e geologia. Serve para análise e mapeamento de feições geológicas e estruturais, e para mapear áreas ocupadas com vegetação que foram queimadas.

CAMPANA et al. (1992) na classificação das imagens digitais em computador, utilizaram o algoritmo da Máxima Verossimilhança, com hipótese Gaussiana. Após uma interpretação visual dos diferentes tipos de cobertura do solo presentes na cena, definiram três classes de componentes primários da cena: Vegetação; área construída e solo exposto.

Com estas classes, fizeram uma classificação supervisionada da imagem pancromática SPOT, utilizando o algoritmo Fuzzy, comparando-a com a fração das áreas impermeáveis, obtida por medição direta na imagem, com resolução espacial de 10 m, obtendo os resultados da Tabela 2.5.

**Tabela 2.5** Avaliação da fração de áreas impermeáveis na bacia do Arroio do Meio – RS, por Sensoriamento Remoto

Área (km <sup>2</sup> )	Imagem do Satélite SPOT	
	Multiespectral	Pancromática
Permeável	3,327	3,263
Impermeável	0,758	0,822

**Fonte:** CAMPANA et al. (1992)

CAMPANA e TUCCI (1994) afirmam que a urbanização provoca aumento dos picos do escoamento superficial e na frequência das inundações. Desenvolveram um algoritmo, baseado na Matemática Fuzzy, para estimativa de áreas impermeáveis em bacias hidrográficas e, aplicaram a metodologia na avaliação de áreas impermeáveis nas cidades de São Paulo, Porto Alegre e Curitiba. Com base nos dados obtidos, estabeleceram uma relação média entre áreas impermeáveis e as densidades populacionais para as três cidades.

Utilizando imagem Landsat-TM, de Maio de 1985, indicam na Tabela 2.6 as taxas de áreas impermeáveis da cidade de Curitiba, relacionadas a densidades populacionais, estimadas para o ano de 1988.

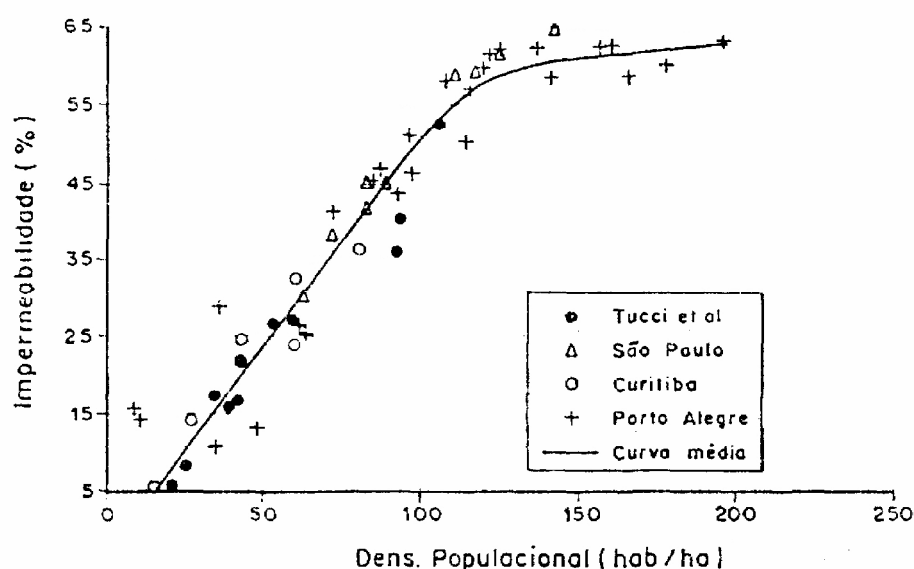
**Tabela 2.6** Taxas de áreas impermeáveis e densidades populacionais de Curitiba

Localização da área (bairro)	Taxa de áreas impermeáveis (%)	Densidade Populacional (hab/ha)
Água Verde	46,3	> 90
Centro	57,9	> 90
Rebouças	36,4	70 – 90
Prado Velho	22,0	35 – 50
Jardim das Américas	24,3	35 – 50
Bairro Alto	21,7	35 – 50
Xaxim	32,6	50 – 70
Campo Comprido	5,3	10 – 20
Uberaba	14,0	20 – 35
Boqueirão	23,6	50 – 70

**Fonte:** CAMPANA e TUCCI (1994)

Com os resultados obtidos com o modelo, para áreas superiores a 2,0 km<sup>2</sup>, traçaram uma curva média entre densidades populacionais e áreas impermeáveis e, verificaram que o comportamento geral é uniforme, com tendência da curvatura para um valor uniforme, em densidades populacionais maiores do que 120 hab/ha.

A tendência mostrou que a taxa de impermeabilização dos solos, nas bacias hidrográficas, convergia no intervalo compreendido entre 60 e 70%, conforme indicada na Figura 2.2.



**Figura 2.2** Tendência geral da relação população x impermeabilização em bacias hidrográficas urbanas

**Fonte:** CAMPANA e TUCCI (1994)

Segundo BRAGA (1994) a crescente urbanização ocorrida nos últimos 40 a 50 anos em todo o mundo gerou uma demanda por controle de inundações. Em particular, nos países em desenvolvimento, localizados no chamado “trópico úmido”, esse processo foi explosivo, invertendo a relação de 30% de população urbana e 70% da rural nos anos 40 para 70% de população urbana e de 30% de população rural nos anos 90. Sistemas de drenagem urbana tradicionais tem sido utilizados nestes países sob a égide de “livrar-se da enchente o mais rápido possível”. Neste caso canais são construídos e revestidos para dar maior escoamento às vazões de cheia que passam a importunar quem vive a jusante. Tradicionalmente, projetos de drenagem urbana tem recebido uma prioridade baixa em relação a outros projetos de recursos hídricos.

Afirma ainda que para níveis baixos de desenvolvimento, a maior prioridade é dada ao abastecimento de água doméstico. Outros elementos dos sistemas urbanos de recursos hídricos tais como, drenagem urbana e estética, ou mesmo, aspectos ambientais, apresentam baixo nível de prioridade. As enchentes urbanas, em função do baixo nível de desenvolvimento, causam danos de pequena monta e, à medida que o país ou região alcançam um nível mais elevado de desenvolvimento, estes outros aspectos passam a ter importância maior.

TUCCI (1994) salienta que a vazão máxima aumenta com a urbanização devido a duas condições principais: Impermeabilização dos solos e a redução do tempo de deslocamento do escoamento. A impermeabilização faz com que parte significativa da água da chuva que se infiltraria, escoe pelos pavimentos até a rede pluvial, aumentando o escoamento superficial de cada parcela urbana. Com a construção das galerias de águas pluviais, canais e outros dispositivos hidráulicos, o escoamento chega mais rápido a jusante, reduzindo o tempo de concentração da bacia. A tendência da urbanização é de ocorrer de jusante para montante na macrodrenagem urbana, devido as características do relevo das bacias hidrográficas.



GÓMEZ e DOLZ (1994) salientam que na atualidade quase 50% da população mundial vive nas zonas urbanas, com um taxa incremental aproximada de 80%, nos últimos 20 anos. Citam que na Espanha acontece processo idêntico e, em algumas regiões do litoral Mediterrâneo tiveram, no período de 1970 à 1986, um incremento médio anual superior a 5%.

O desenvolvimento urbano, segundo os dois pesquisadores, altera substancialmente a hidrologia das bacias hidrográficas. Em particular, se modificam a rede de drenagem e o processo de transformação chuva-escoamento. Como consequência da urbanização, os canais naturais que conformavam a rede hidrográfica original será alterada profundamente, afetando de forma direta sua capacidade de escoamento e, portanto, propiciando o surgimento das enchentes urbanas.

No concernente ao Município de Curitiba, BIM (1994) apud HARDT (1994) cita que as áreas permeáveis e impermeáveis são iguais a 27.423,95 ha e 15.817,85 ha, representando 63,42% e 36,58% do seu território. Além disso, as áreas impermeabilizadas representam impedimento à recomposição das suas áreas verdes e que, 18,10% da área total da cidade está impermeabilizada e 30,57% dos seus habitantes vivem nesta área.

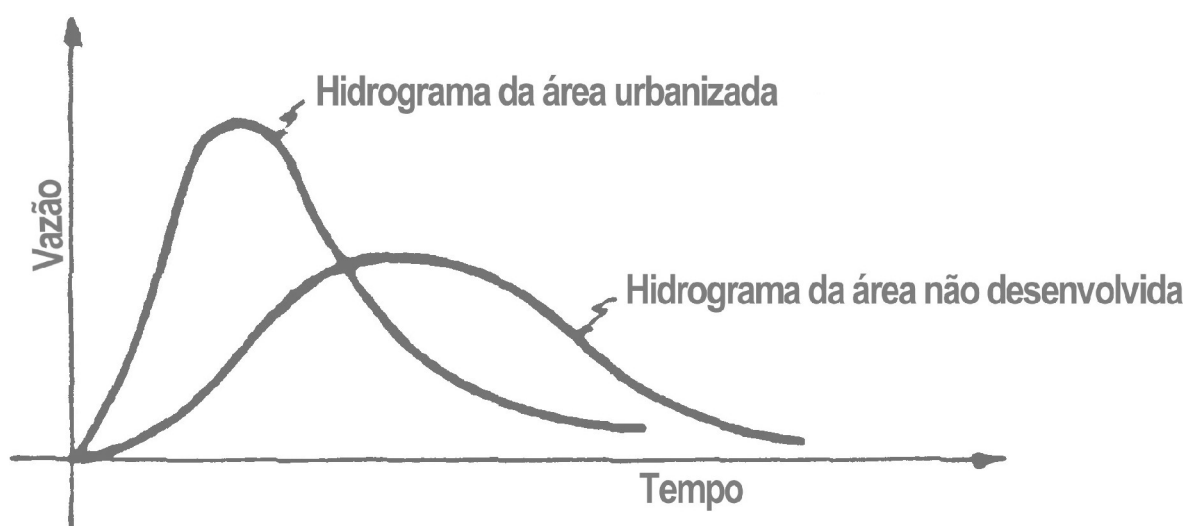
De acordo com a descrição feita por BIM (1994), o Município de Curitiba apresenta, na Tabela 2.7, o resumo dos tipos de cobertura das suas áreas territoriais.

**Tabela 2.7** Tipos de cobertura das áreas do Município de Curitiba

<b>Tipo de Cobertura</b>	<b>Área (ha)</b>	<b>(%)</b>
<b>1. Permeáveis</b>	<b>27.423,95</b>	<b>63,42</b>
- Áreas Verdes Sem Cobertura Arbórea	19.803,78	45,80
- Áreas Verdes Com Cobertura Arbórea	5.937,10	13,73
- Arborização de Ruas	395,08	0,91
- Áreas Verdes Públicas	1.287,99	2,98
<b>2. Impermeáveis</b>	<b>15.817,85</b>	<b>36,58</b>
- Construídas	6.529,51	15,10
- Pavimentadas	8.855,92	20,48
- Outras	432,42	1,00
<b>3. Total</b>	<b>43.241,80</b>	<b>100,00</b>

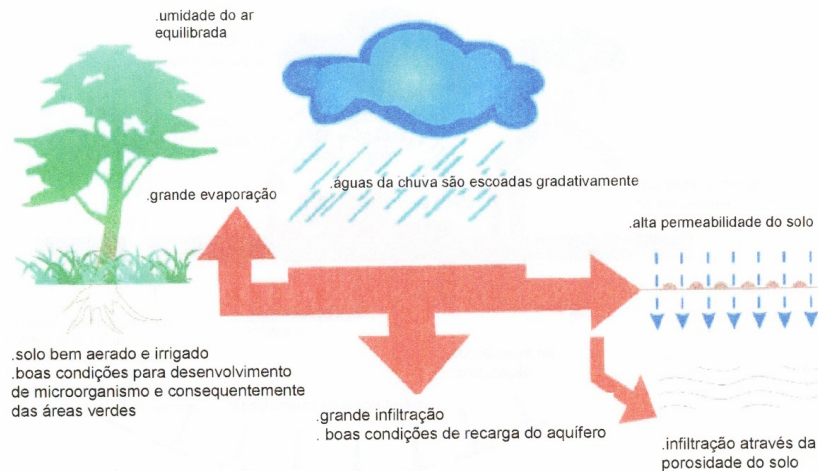
**Fonte:** BIM (1994) apud HARDT (1994)

TUCCI (1994) subdivide as enchentes em dois tipos: Enchentes de águas ribeirinhas, que ocorrem pelo processo natural e, os rios ocupam seu leito maior quando das chuvas extremas críticas; Enchentes devido a urbanização ocorrem quando existe a impermeabilização dos solos. Telhados, ruas, calçadas, estacionamentos, etc., fazem com que as águas pluviais não possam mais infiltrar no solo. Na área urbanizada aumenta a vazão máxima, ocorre antecipação do pico e aumento do volume de escoamento superficial, conforme indicado na Figura 2.3.



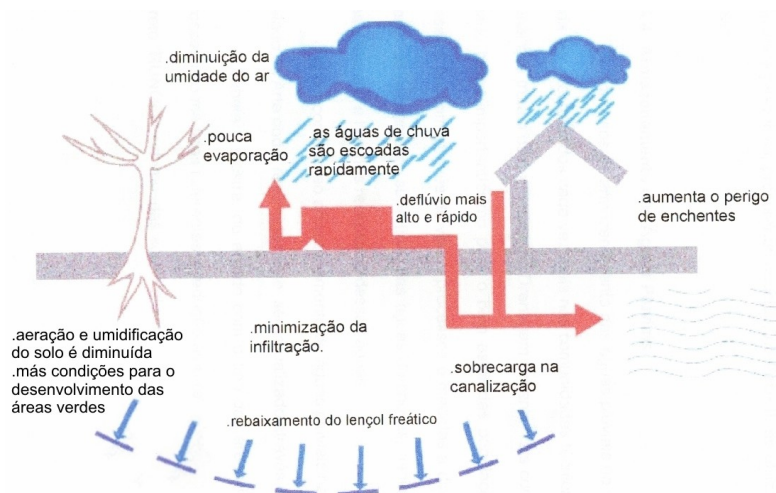
**Figura 2.3** Hidrogramas típicos de área não desenvolvida e urbanizada  
**Fonte:** TUCCI (1994)

BUETTNER (1994) retrata na Figura 2.4 as conseqüências de uma precipitação pluvial sobre uma superfície sem a interferência humana. As águas de chuva escoam gradativamente e devido a permeabilidade natural do solo, ocorre a infiltração através da porosidade. Assim, o solo bem aerado e irrigado confere boas condições de desenvolvimento dos microorganismos e, conseqüentemente, das áreas verdes. A presença dessas áreas propicia grande evapotranspiração, regularizando a umidade atmosférica. Ao final das precipitações, com grande capacidade de infiltração, existem boas condições de recarga dos aquíferos. Em conseqüência desse equilíbrio hídrico, após as precipitações pluviais, tem-se um baixo escoamento superficial.



**Figura 2.4** Superfícies de bacias hidrográficas sem a interferência humana  
**Fonte:** BUTTNER (1994)

Na Figura 2.5, esquematiza as conseqüências de uma precipitação pluvial sobre uma superfície modificada pela ação humana. As águas de chuva escoam rapidamente e, devido a impermeabilização dos solos pelas construções e pavimentações, é interrompida a permuta de umidade entre o solo e a atmosfera. A diminuição da infiltração causa o rebaixamento do lençol freático, com escoamento superficial mais rápido e volumoso, sobrecarregando as canalizações de drenagem e, aumento no perigo de enchentes.



**Figura 2.5** Conseqüências da interferência humana no regime hídrico das bacias hidrográficas = terrenos impermeabilizados artificialmente  
**Fonte:** BUTTNER (1994)

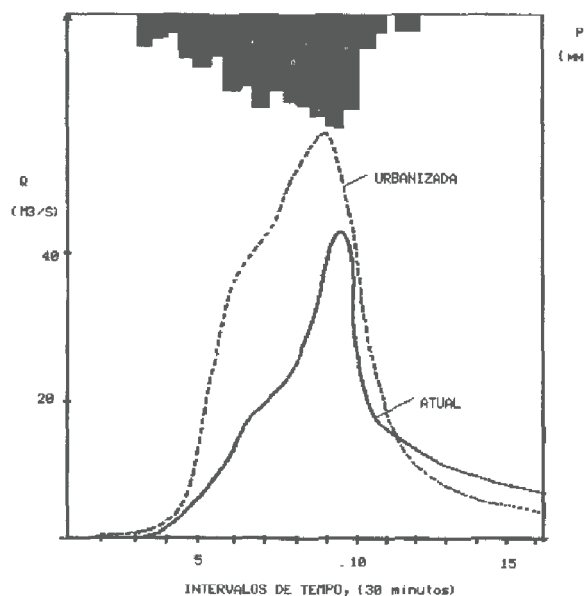
GÓMEZ e DOLZ (1994) destacam os resultados obtidos por Yoshino e Yoshitani em 1990, na bacia hidrográfica experimental de Minamiosava, no Japão, com área de 0,97 km<sup>2</sup>, passando de uma área sem urbanização até o limite de 61,5% dessa, cujas conseqüências sobre a drenagem foram: Coeficiente de escoamento superficial C passou de um valor entre 0,03 e 0,46 (31 eventos de chuva) ao valor entre 0,11 e 0,64 (vinte eventos de chuva), salientando que o valor do coeficiente C tende a aumentar, quanto maior for a intensidade da chuva; Tempo de concentração que estava compreendido entre 60 e 100 min antes da urbanização, passou para 35 a 50 min depois da urbanização limite.

Citam que na bacia hidrográfica Bogatell, com 25 km<sup>2</sup>, que drena cerca de 25% da Cidade de Barcelona (Espanha), a vazão para tempo de recorrência  $T_r = 10$  anos é aproximadamente 350 m<sup>3</sup>/s e, a capacidade máxima no exutório, antes da remodelação do sistema de drenagem era de apenas 40 m<sup>3</sup>/s (8,5 vezes menor). Dessa maneira, justificando os problemas das enchentes freqüentes que sofriam as áreas urbanas da Cidade de Barcelona, situadas nas partes baixas da bacia do Rio Bogatell.

Concluem que freqüentemente o desenvolvimento urbano não respeita a rede de drenagem natural, provocando graves problemas de enchentes pela incapacidade da rede de drenagem artificial resultante. Seria de grande importância a presença da Hidrologia e, em particular, o estudo da drenagem das águas pluviais no Planejamento do Uso e Ocupação do Solo (Zoneamento).

TUCCI (1994) concluiu que o aumento da vazão máxima, antecipação do pico e aumento do volume do escoamento superficial são os efeitos principais da urbanização das bacias hidrográficas sobre a macrodrenagem. Na Figura 2.6 Tucci apresenta os hidrogramas com pequena urbanização e a previsão com a urbanização planejada no Plano Diretor da cidade de Porto Alegre – RS, para um trecho da bacia do Arroio Dilúvio.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



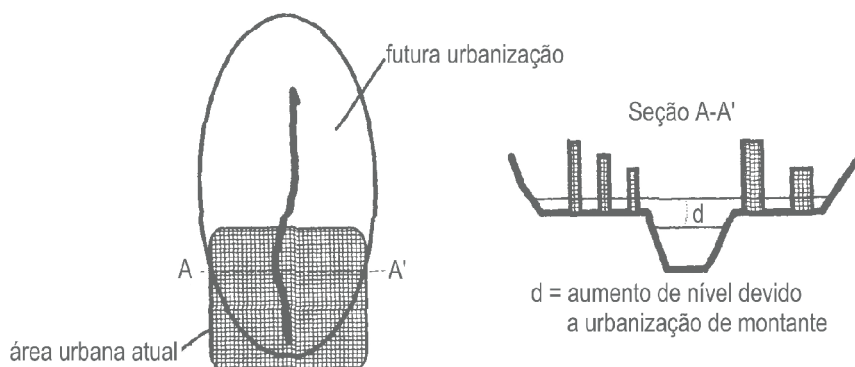
**Figura 2.6** Impacto da urbanização no hidrograma do Arroio Dilúvio em Porto Alegre - RS  
**Fonte:** TUCCI (1994)

Salienta as causas e os impactos decorrentes da ocupação das várzeas dos rios. Cita que, cidades no passado se localizavam próximas aos rios de médio e grande porte, para uso do transporte fluvial e que a parcela do leito maior ocupada pela população, sempre dependeu da memória desta população e da frequência da ocorrência de enchentes.

TUCCI (1994) salienta que as enchentes ampliadas pela urbanização, ocorrem, em geral, em bacias hidrográficas de pequeno porte, de alguns  $\text{km}^2$ . As exceções são as grandes regiões metropolitanas, tal como São Paulo, onde o problema atinge uma área territorial de aproximadamente  $800 \text{ km}^2$ .

A tendência da urbanização é de ocorrer de jusante para montante na macrodrenagem urbana devido as características do relevo. Quando o loteamento é projetado, os municípios exigem apenas que o projeto do esgotamento pluvial seja eficiente para drenar a água do loteamento. A combinação do impacto dos diferentes loteamentos e construções novas produzem aumento da ocorrência de enchentes para jusante. Esse processo, ilustrado na Figura 2.7, ocorre por meio da sobrecarga da microdrenagem (condutos) e sobre a

macro drenagem, rios e canais, que atravessam as cidades. As áreas mais afetadas, devido as construções novas a montante, são as mais antigas, em geral, localizadas a jusante.



**Figura 2.7** Tendência da ocupação de bacias hidrográficas e impacto sobre as enchentes  
**Fonte:** TUCCI (1994)

HARDT e MILANO (1995) determinaram áreas permeáveis e impermeáveis no Município de Curitiba, com a finalidade de fundamentar o planejamento das áreas verdes, não tratando da questão específica da permeabilidade dos solos.

HARDT e MILANO (1995), apud HARDT (1994), subdividem as áreas permeáveis das cidades nos seguintes tipos: Com vegetação não arbórea; terra nua, tais como solo exposto e areia, e outras, como as superfícies dos lagos e dos cursos d'água<sup>(1)</sup>. As áreas impermeáveis foram consideradas como sendo as pavimentadas, ruas revestidas ou não, pátios, calçadas, áreas edificadas e de outras tipologias (por exemplo: água de piscina).

De acordo com a amostragem realizada, concluíram que a ocupação urbana do Município de Curitiba abrange 52,70% do seu território. As áreas impermeáveis ocupam 36,58% do Município, sendo 15,10% formado por áreas construídas, 20,48% por áreas pavimentadas e outras tipologias de impermeabilização representam 1,00% da área.

Segundo os autores, 63,42% são áreas permeáveis, sendo 59,33% de áreas verdes e

<sup>(1)</sup> No presente estudo, superfícies livres de lagos e dos cursos d'água serão consideradas áreas impermeáveis das bacias hidrográficas.

3,86% do Município de terra nua, representando um baixo potencial para a implantação de áreas verdes. Concluíram que, as áreas impermeabilizadas são um impedimento à recomposição das áreas verdes das cidades e, conseqüentemente os benefícios por elas gerados.

CAMPANA (1995) objetivou desenvolver instrumentos para auxiliar no planejamento da ocupação do solo de uma bacia urbana, levando em consideração seus efeitos sobre a macrodrenagem, com a finalidade de evitar os problemas de deterioração da qualidade de vida da população, ocasionados pelas enchentes urbanas. Dentre seus objetivos, avaliou o impacto da urbanização na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre – RS.

Cita ainda que, a magnitude dos problemas ocasionados pelas freqüentes enchentes que ocorrem nas principais cidades brasileiras revelam a necessidade de se desenvolver pesquisas em Hidrologia Urbana, com a premissa fundamental de identificar as relações entre o processo de crescimento das cidades e seus impactos desfavoráveis sobre o sistema de drenagem.

Outras alterações significativas decorrentes do processo de impermeabilização dos solos nas bacias hidrográficas são as mudanças no sistema de drenagem, materializadas na construção de obras de microdrenagem e modificações substanciais, na macrodrenagem. Esta última, pode ser resumida em: Aumenta a extensão dos canais artificiais, os arroios e córregos são retificados e, suas superfícies freqüentemente revestidas. Tais mudanças aumentam a eficiência do escoamento, antecipando-se o tempo de pico do hidrograma de escoamento superficial, diminuindo o tempo de concentração da bacia hidrográfica.

Do ponto de vista hidrológico, concluiu que são três os aspectos mais preocupantes do processo de impermeabilização dos solos das bacias hidrográficas: Aumento considerável no volume e velocidade de escoamento superficial; Aumento na produção de sedimentos devido à erosão e as escavações do subsolo; Deterioração da qualidade das águas drenadas pelas



galerias de águas pluviais.

A revisão da literatura especializada, feita por CAMPANA (1995), permitiu a Este constatar que, de um modo geral, os modelos matemáticos de simulação hidrológica usados para quantificar o escoamento em áreas urbanas, incluem na sua estrutura o parâmetro fração de áreas impermeáveis, separando o escoamento em superfícies permeáveis e impermeáveis, respectivamente. Notou porém, que pela carência de dados, essa potencialidade dos modelos não pode ser aproveitada, e fração de áreas impermeáveis transforma-se em mais um parâmetro de ajuste. Esta situação, confirma a necessidade de se orientar esforços no sentido de identificar novas metodologias que permitam a quantificação precisa desse parâmetro. A tecnologia espacial de Sensoriamento Remoto oferece grande potencial a este respeito. Outro aspecto tratado precariamente por muitos dos modelos pesquisados é o que diz respeito a caracterização da eficiência do escoamento em função do grau de urbanização da bacia.

Na maioria das situações, são assumidas condições de homogeneidade, assumindo valores médios para toda a bacia hidrográfica. Para avaliações mais rigorosas, torna-se necessário quantificar a eficiência do escoamento de forma distribuída, levando em consideração a heterogeneidade espacial do processo de desenvolvimento urbano futuro de uma bacia hidrográfica.

Para verificar a metodologia desenvolvida em um modelo mistura de Sensoriamento Remoto, com base na abordagem Fuzzy, utilizou dados Landsat-TM bandas 3, 4 e 5, relativos às passagens sobre a Cidade de Porto Alegre – RS, em 20/12/1984 e 16/09/1990.

No perímetro urbano da Cidade de Porto Alegre foi delimitada uma área de 140 km<sup>2</sup>, compreendendo cerca de (390x400) pixels das imagens de satélite. Na classificação das imagens digitais foram definidas quatro classes primárias: Vegetação; água; área construída (ruas pavimentadas, edifícios, estacionamentos, etc) e solo exposto (no topo dos morros e na forma de ruas não-pavimentadas).

Com relação ao grau de impermeabilidade das diferentes classes, somente a classe área construída foi considerada como totalmente impermeável. Na avaliação do desempenho do modelo mistura, compararam-se os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos da classificação da imagem digital (16/09/1990), com os valores da fração de áreas impermeáveis obtidos por medição direta em ortofotos (tomadas em 1990), na escala 1:5.000, considerados como os valores verdadeiros.

CAMPANA (1995) selecionou 25 áreas localizadas em diferentes bairros da Cidade, que correspondiam a regiões com muito alto, alto, médio e baixo grau de urbanização, cujas áreas possuíam tamanhos entre 0,81 e 4,41 km<sup>2</sup>. Após a verificação do desempenho do modelo mistura, foram estimadas as taxas de áreas impermeáveis para diferentes áreas das regiões metropolitanas de São Paulo e Curitiba. Utilizaram-se imagens Landsat-TM de 16/06/1984, para São Paulo e, do dia 16/05/1985 para Curitiba. Os resultados obtidos para a Região Metropolitana de Curitiba são apresentados na Tabela 2.8.

**Tabela 2.8** Área impermeável e densidade populacional para a Região Metropolitana de Curitiba – PR<sup>(2)</sup>

Localização da Área (Bairro)	Fração áreas impermeabilizadas (%)	Densidade de População <sup>(*)</sup> (hab/ha)
Água Verde	46,3	> 90
Centro	57,9	> 90
Rebouças	36,4	70-90
Prado Velho	22,0	35-50
Jardim das Américas	24,3	35-50
Bairro Alto	21,7	35-50
Xaxim	32,6	50-70
C. Comprido	5,3	10-20
Uberaba	14,0	20-35
Boqueirão	23,6	50-70

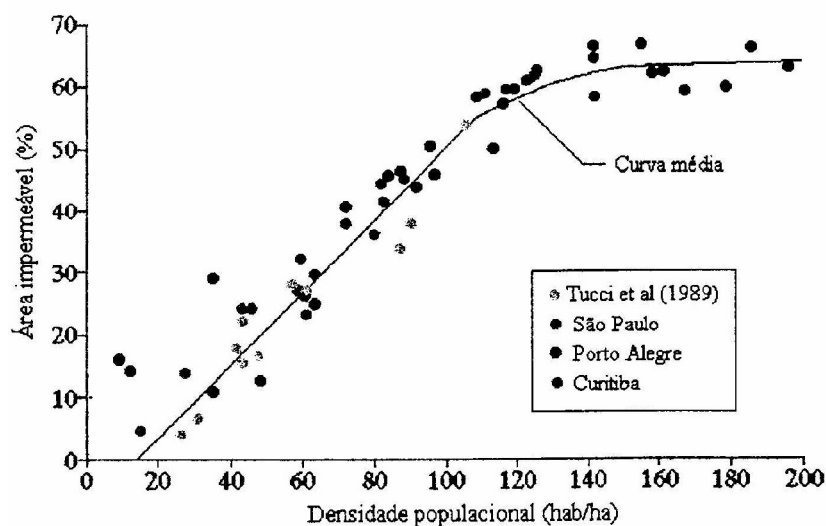
(\*) Fonte: IPPUC-IPARDES (1991)

Fonte: CAMPANA (1995)

Como a maioria dos modelos hidrológicos que tratam da macrodrenagem necessitam conhecer a área impermeável e, considerando que a densidade habitacional é o parâmetro

<sup>(2)</sup> O Autor confunde o Município com a Região Metropolitana de Curitiba.

utilizado no planejamento urbano, para caracterizar futuras ocupações de uma região, em função dos tipos de usos, CAMPANA (1995), apresenta na Figura 2.8 os pontos obtidos para São Paulo, Porto Alegre e Curitiba, com base na metodologia do modelo mistura, ajustando uma curva de tendência média, igual a curva já obtida pelo próprio CAMPANA e TUCCI (1994), indicada na Figura 2.2.



**Figura 2.8** Tendência geral da relação população-fração da área impermeável das bacias hidrográficas

**Fonte:** CAMPANA (1995)

CAMPANA e TUCCI (1994) estabelecendo a relação entre área impermeável e densidade populacional, com base nos dados de Curitiba, Porto Alegre e São Paulo, apresentam na Tabela 2.9 os valores da curva média ajustada.

**Tabela 2.9** Densidade habitacional e área impermeável em bacias hidrográficas

Densidade Habitacional (hab/ha)	Área Impermeável (%)
25	11,3
50	23,3
75	36,0
100	50,0
120	58,7
150	64,7
200	66,7

**Fonte:** CAMPANA e TUCCI (1994)

Na Tabela 2.9 os dados utilizados não fazem distinção entre o tipo de concentração urbana, uma vez que aborda áreas com pelo menos 2 km<sup>2</sup>. A tabela retrata bacias com predominância da ocupação residencial e de declividades médias.

Os resultados apresentados na Figura 2.8 e na Tabela 2.9 devem ser considerados com o devido cuidado, pois a densidade de ocupação pode ser muito diferente para uma mesma taxa de área impermeável, basta que a ocupação seja, por exemplo, de edifícios de apartamentos, indústrias ou residências térreas. A diferença será mais significativa numa micro escala. Afirmam que esta relação não deve ser usada em áreas com excessiva concentração de indústrias e zonas comerciais, pois distorcem a densidade média da região.

Na avaliação dos resultados obtidos, com base na urbanização de 1990, CAMPANA (1995), recomenda na Tabela 2.10 a taxa máxima de ocupação das 24 sub-bacias componentes da bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre – RS.

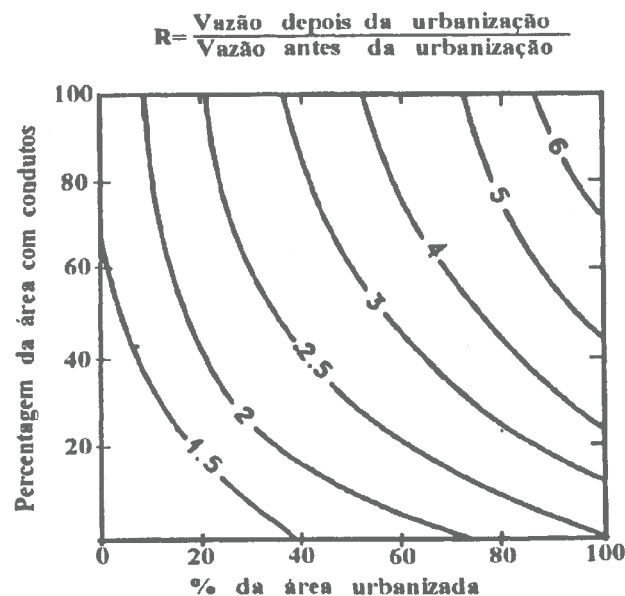
**Tabela 2.10** Taxas máximas de ocupação recomendáveis nas sub-bacias do Arroio Dilúvio (Porto Alegre – RS)

Sub-bacia	Taxa Máxima de Ocupação (%)	Sub-bacia	Taxa Máxima de Ocupação (%)	Sub-bacia	Taxa Máxima de Ocupação (%)
1	30,0	9	40,0	17	63,3
2	30,0	10	46,5	18	64,6
3	30,0	11	59,0	19	72,6
4	38,0	12	56,0	20	52,0
5	35,0	13	45,0	21	68,3
6	38,0	14	56,0	22	79,0
7	35,0	15	62,5	23	70,8
8	38,0	16	72,1	24	75,0

**Fonte:** CAMPANA (1995)

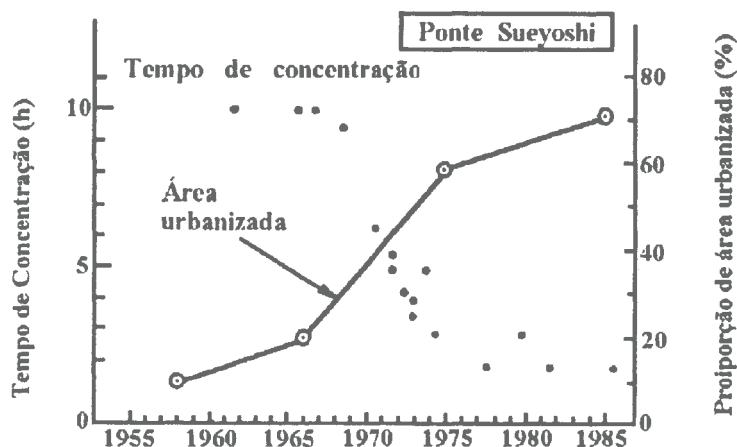
Segundo TUCCI e GENZ (1995) as alterações no comportamento hidrológico de uma bacia hidrográfica urbana podem ser analisadas sob três aspectos: Pelo balanço hídrico; nas enchentes ou, nas estiagens. Com relação as enchentes, a impermeabilização do solo ocasiona escoamento, principalmente, pelos canais, reduzindo a infiltração e aumentando o volume escoado superficialmente.

Mostram no gráfico da Figura 2.9 que o acréscimo na vazão natural de pré-urbanização pode aumentar até 7 vezes.



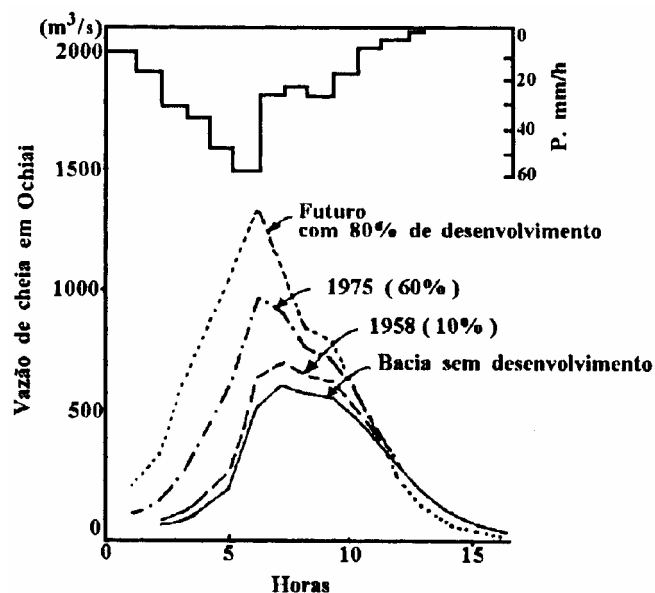
**Figura 2.9** Aumento da vazão média de enchente numa área de 1 mi<sup>2</sup>  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995) apud LEOPOLD (1968)

Os dois pesquisadores mostram ainda, os resultados da evolução urbana da bacia hidrográfica do Rio Tsurumi, na Região Metropolitana de Tóquio, descritos por Yoshimoto e Suetsugi (1990). Na Figura 2.10 indicaram a evolução da urbanização daquela bacia hidrográfica de 10% em 1958, até 70% em 1985.



**Figura 2.10** Evolução da área urbanizada na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi (Japão)  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995) apud YOSHIMOTO e SUETSUGI (1990)

Na Figura 2.11 observa-se a variação do aumento da vazão de pico e a redução no tempo de concentração da bacia hidrográfica do Rio Tsurumi.



**Figura 2.11** Evolução da vazão de pico na bacia hidrográfica do Rio Tsurumi (Japão)  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995) apud YOSHIMOTO e SUETSUGI (1990)

De acordo com o censo de 1996, do IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, a população brasileira somava 157.079.573 habitantes, crescendo a uma taxa geométrica anual média de 1,38% no período entre 1991 e 1996. A série dos 124 censos brasileiros feitos até hoje, indica a tendência de uma diminuição progressiva na velocidade de crescimento da população.

A população urbana do Brasil continua crescendo. No período entre 1991 e 1996 houve um acréscimo de 12,1 milhões de habitantes no meio urbano, elevando a taxa de urbanização de 75,6% em 1991, para 78,4% em 1996.

Com relação aos fluxos migratórios de outras regiões em direção as metropolitanas, houve uma diminuição generalizada. Destacando a Região Sul, dos cerca de 510.000 emigrantes do período 1986-1991 estes, reduziram-se a 287.000 no período seguinte, de 1991 a 1996.

As regiões metropolitanas brasileiras tinham 47.298.604 habitantes em 1996, correspondendo a 30,1% da população total do País, enquanto que em 1991, essa participação era da ordem de 29,9%. O ritmo de crescimento das regiões metropolitanas no período 1991-1996 foi de 1,53% ao ano, um pouco superior ao crescimento médio do País.

No período entre a década de 1960 à 1980, segundo MENEZES (1996), o Brasil inverteu a distribuição espacial de sua população entre o meio rural e o urbano. Dos 71,2% da população concentrada no meio rural em 1960, declinaram para 58,9% em 1970 e 46,4% em 1980. Em 1991, o Brasil possuía 75% da população vivendo em áreas urbanas e, dos 111 milhões de habitantes ligados à vida no meio urbano, cerca de 74 milhões concentrados em nove grandes regiões metropolitanas, dentre elas, a Região Metropolitana de Curitiba.

A Região Metropolitana de Curitiba, comparada às demais, foi a mais atingida pelo êxodo rural durante a década de 1970. De uma população de 821.233 habitantes em 1970 evoluiu para 1.440.626 habitantes em 1980, com a taxa decenal de crescimento de 5,78%, a maior dentre as nove regiões metropolitanas do Brasil.

MENEZES (1996) afirma que os reflexos sócio-ambientais desse crescimento rápido foram relevantes. A forma como ele impactou a Região Metropolitana de Curitiba, não fugiu ao ocorrido nas demais regiões metropolitanas, que apresentaram, de modo geral, sérios problemas ambientais, com áreas críticas de degradação: Assentamentos ilegais; déficit habitacional; sistemas de transporte e de saúde falidos; violência urbana; falta e deficiências nas infra-estruturas de saneamento básico, drenagem urbana, entre outros.

De acordo com IPPUC (1996), a área total liberada por alvarás de construção, no Município de Curitiba, atingiu em 1995, 216 ha, indicando um crescimento de 0,5% na taxa de impermeabilização dos solos, naquele ano, em Curitiba.

Para cada classificação de uso do solo das bacias hidrográficas, nos Estados Unidos da América – E.U.A., ASCE (1997) adota uma classificação comum em classes de áreas

impermeáveis , conforme indicações da Tabela 2.11.

**Tabela 2.11** Áreas impermeáveis conforme uso dos solos nos E.U.A.

Uso do Solo	% de Impermeabilização
Áreas verdes e não desenvolvidas	5
Residencial rural (terrenos $\geq 0,4$ ha)	10
Densidade residencial baixa (terrenos de 0,14 a 0,4 ha ou 6 hab/ha)	25
Densidade residencial média (terrenos de 0,10 a 0,14 ha ou 12 hab/ha)	35
Densidade residencial alta (terrenos de 0,10 a 0,03 ha ou 20 hab/ha)	55
Áreas escolares	50
Áreas industriais	75
Áreas comerciais	85
Superfícies de água	100

**Fonte:** ASCE (1997)

S.M.M.A. e UNILIVRE (1997) afirmam que a cidade de Curitiba veio a conhecer o urbanismo na década de quarenta. No final de 1943, o Prefeito de Curitiba, Rozaldo de Mello Leitão, apresentou o plano urbanístico para a cidade, desenvolvido pela firma Coimbra Bueno & Cia. Ltda., do Rio de Janeiro, a qual contou com a cooperação dos engenheiros da Prefeitura Municipal de Curitiba, e assessoria técnica do renomado urbanista francês Professor Agache, por isso, denominado de “Plano Agache”.

Extraindo-se de S.M.M.A e UNILIVRE (1997), o Plano Agache: “Traça as diretrizes para o desenvolvimento de Curitiba, dentro de rigorosa técnica urbanística, evitando, por conseguinte, o crescimento desordenado, que tantos prejuízos poderia vir a causar em futuro não muito remoto”.

O plano urbanístico de 1943 caracterizava Curitiba por sua formação histórica e pelos dados fisiográficos do local em que foi implantada. Destacando a região em que Curitiba teve



início, a encosta de uma pequena elevação, estendendo-se no vale definido entre os rios Belém e Ivo, onde já se apontava o sério problema que ainda hoje persiste, as constantes e nocivas inundações de muitas áreas edificadas e centrais da Cidade. O legado importante do Plano Agache foi a edição, em 1953, do Código de Posturas e Obras do Município e, a criação do Departamento de Urbanismo da Prefeitura.

S.M.M.A. e UNILIVRE (1997) explicitam que em 1962, na repartição das verbas destinadas ao Departamento de Obras, a maior parte se destinou a pavimentação de ruas (35%), ao saneamento (8,1%) e obras como praças, jardins e áreas verdes, ocupando último lugar (7,9%). Exemplificam que durante o ano indicado, foram plantadas pela Prefeitura em toda a cidade, apenas 700 árvores.

Outro passo significativo no planejamento urbano de Curitiba foi o Plano Preliminar de Urbanismo de 1965, elaborado pela Serete Engenharia S.A. e Jorge Wilhelm Arquitetos Associados, destacando-se que as propostas foram submetidas a intensos debates pelos vários segmentos da sociedade curitibana. A importância do Plano Preliminar de Urbanismo de 1965, residiu nos fatos de ter sido o embrião da criação do Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, em Dezembro de 1965 e, do Plano Diretor de Curitiba, instituído pela Lei Nº 2826 de 1966, cujas diretrizes foram desenvolvidas por aquele Instituto.

Explicitam ainda que, o conceito fundamental do modelo de desenvolvimento de Curitiba, proposto no Plano Diretor, foi o crescimento linear, promovendo o adensamento populacional ao longo de vias lineares de circulação, os denominados eixos estruturais. Este modelo era contraposição à formação concêntrica, ou seja, ao invés de crescer dentro de um círculo em torno de um ponto, o crescimento e desenvolvimento dar-se-iam linearmente ao longo dos eixos estruturais. Desse modo, os problemas de circulação, transporte de massa, zoneamento do uso e ocupação do solo, industrialização, saneamento, lazer e preservação das

áreas verdes, seriam equacionados como um todo, dentro de uma visão integrada da cidade.

No concernente a preservação das áreas verdes em Curitiba, procurando evitar o aumento das taxas de impermeabilização dos solos, S.M.M.A. e UNILIVRE (1997), citam a existência, em 1996, de 21,34 km<sup>2</sup> de áreas verdes públicas, compostas principalmente pelos 14 parques e 12 bosques públicos, representando 88% do total das áreas verdes, sendo os 12% remanescentes, compostas pelas áreas de praças, jardinetes, largos, etc.

O Brasil apresentou, segundo TUCCI (1997), ao longo das últimas décadas, um crescimento significativo da população urbana. A taxa da população urbana brasileira, na atualidade, é de 76%. O processo de urbanização acelerado ocorreu depois da década de 1960, gerando uma população urbana com uma infra-estrutura inadequada.

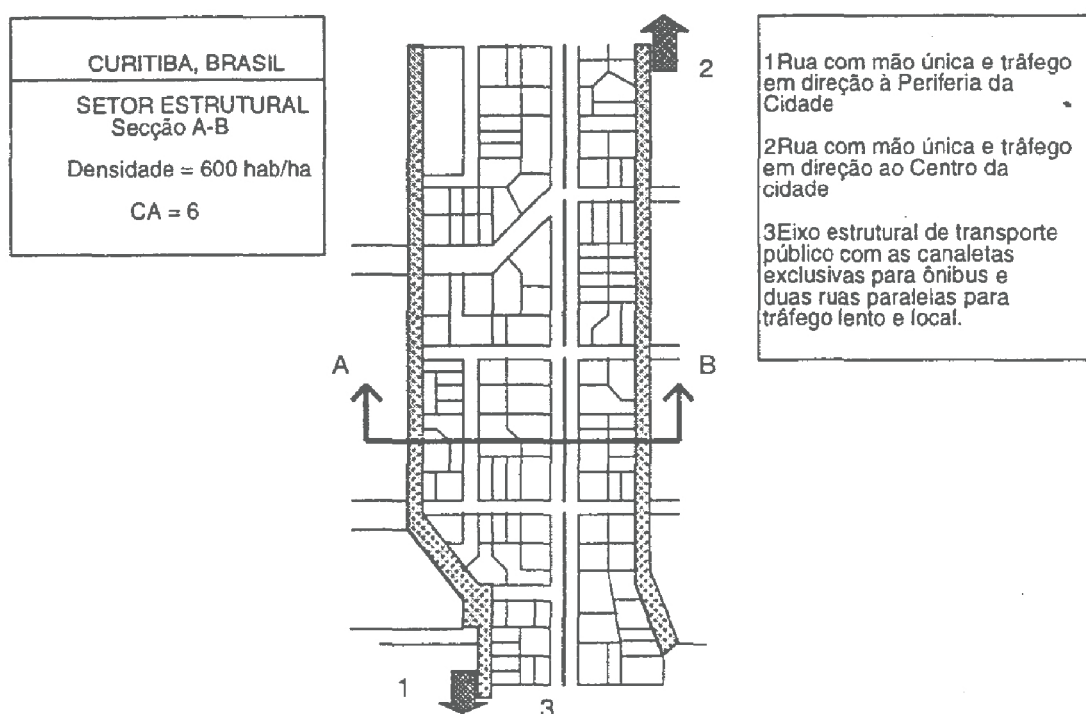
A medida que a cidade se urbaniza, ocorrem: Aumento da impermeabilização das superfícies e das vazões máximas, devido ao aumento da capacidade de escoamento das galerias de águas pluviais e dos canais; Aumento da produção de sedimentos devido a desproteção das superfícies e dos movimentos de terra para as construções; Deterioração da qualidade da água pelo lançamento inadequado de lixo e, devido a lavagem das ruas, transporte de materiais sólidos e das ligações clandestinas de esgotos sanitários e efluentes industriais.

Adicionalmente, explicita que existem os impactos devidos a forma desorganizada como é implantado o aparelhamento urbano, tais como: Pontes e taludes de estradas e de vias urbanas que obstruem o escoamento; Redução da seção de escoamento por aterros construídos no leito maior; Deposição e obstrução de condutos, canais e rios, por sedimentos e resíduos sólidos urbanos; Projetos e obras de drenagem inadequadas.

Curitiba, com 1,6 milhões de habitantes, segundo ACIOLY e DAVIDSON (1998), mostram que o conceito e a gestão da densidade urbana foram aplicados na prática, sendo a espinha dorsal do processo de urbanização que a cidade vem experimentando, desde a

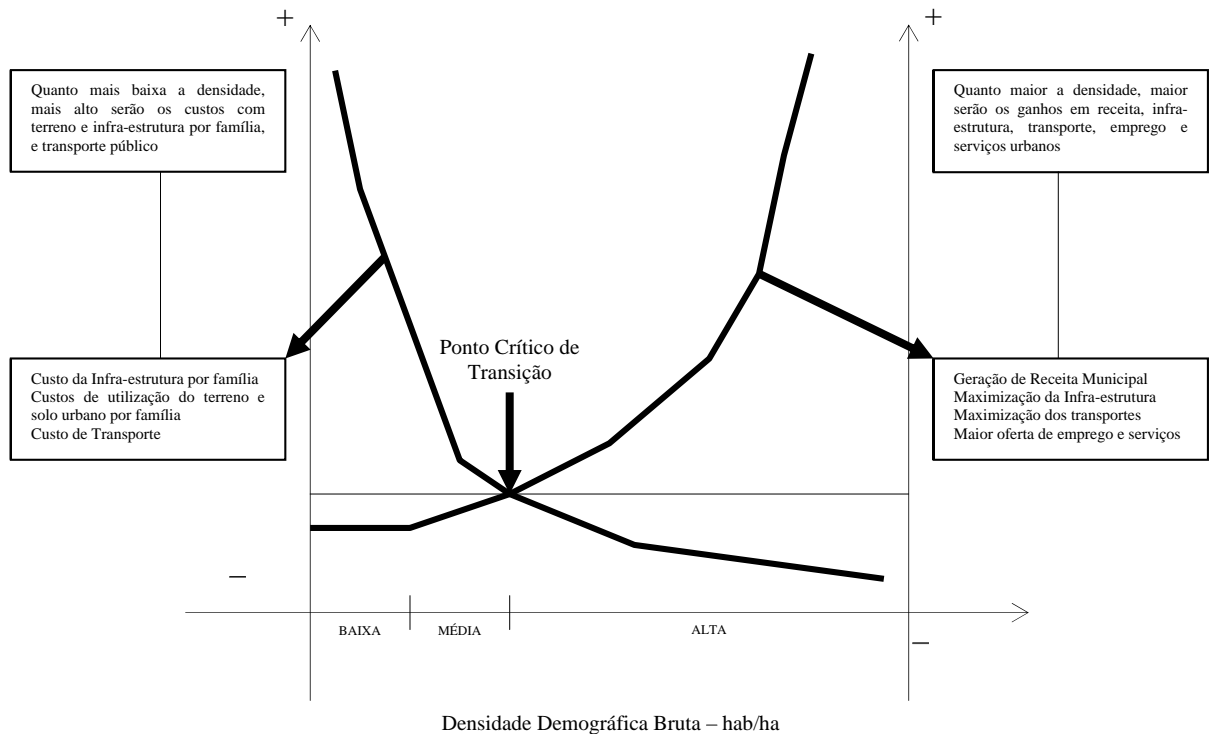
aprovação do Plano Diretor em 1966. Dentre seus objetivos, era alterar o modelo de urbanização de um crescimento radioconcêntrico para um linear, através da implantação de eixos estruturais de tráfego e de transporte público.

Esses eixos criaram os setores estruturais que demarcam o perfil urbano da cidade, acomodando usos residenciais e comerciais, a densidades demográficas de 600 hab/ha. Nesses setores, os edifícios podem alcançar área equivalente a 6 vezes a área do lote (Figura 2.12).



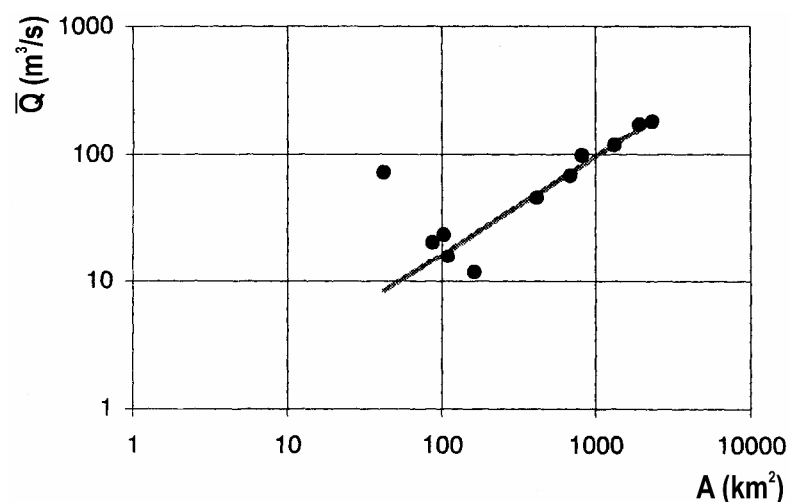
**Figura 2.12** Detalhe do setor estrutural de Curitiba  
**Fonte:** ACIOLY e DAVIDSON (1998)

De acordo com ACIOLY e DAVIDSON (1998), densidades médias são alcançadas nas áreas onde predominam ocupações multifamiliares, em prédios de vários pavimentos, alcançando 180 hab/ha. As áreas de densidades baixas são caracterizadas por prédios e habitações unifamiliares, alcançando densidades de 70 hab/ha. Ainda, apresentam na Figura 2.13, a curva lógica do crescimento da densidade demográfica bruta de uma cidade, com seus respectivos efeitos sobre a municipalidade.



**Figura 2.13** Curva lógica da densidade urbana em cidades  
**Fonte:** ACIOLY e DAVIDSON (1998)

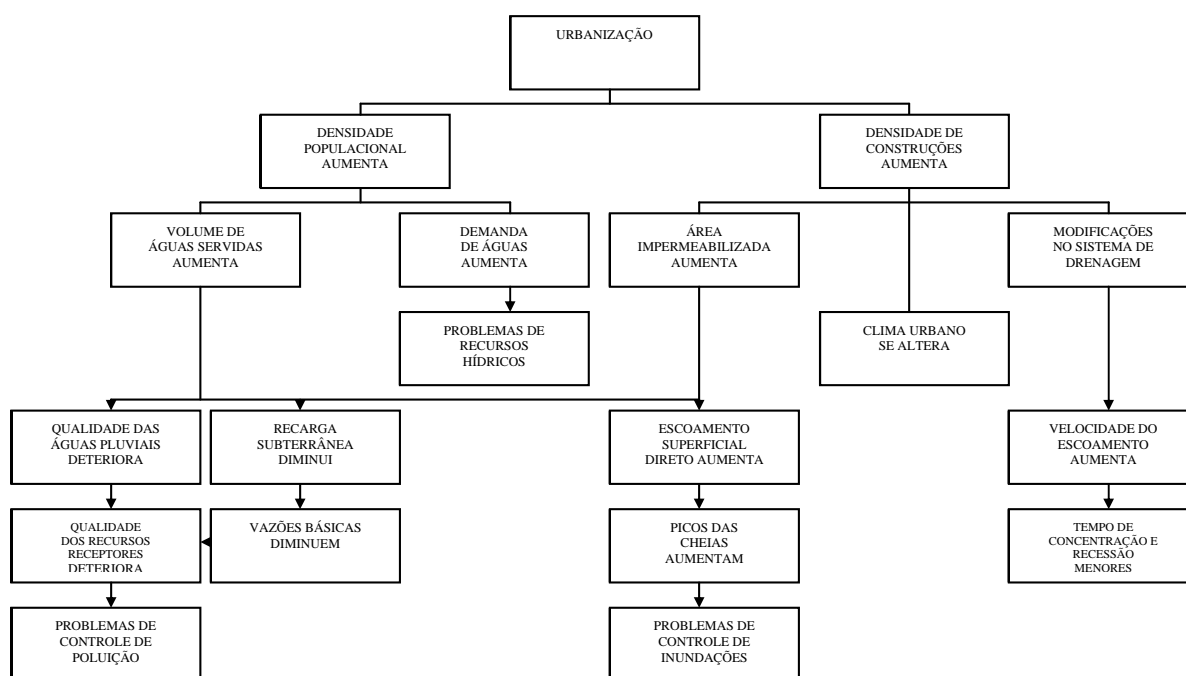
Com base no estudo feito em 1996, TUCCI (1998) coloca que para avaliar o impacto da urbanização, na Região Metropolitana de Curitiba, utilizou dados de bacias rurais e urbanas. Na Figura 2.14 apresenta a relação entre a vazão média da enchente,  $\bar{Q}$ , e a área da bacia hidrográfica, para postos fluviométricos localizados Rio Iguaçu e seus afluentes.



**Figura 2.14** Vazão média de enchente,  $\bar{Q}$ , em função da área das bacias hidrográficas, na Região Metropolitana de Curitiba  
**Fonte:** TUCCI (1998)

Na Figura 2.14, segundo TUCCI (1998), o ponto que se distancia da tendência, na parte superior, se refere a bacia hidrográfica do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup>, 100% urbanizada, com cerca de 40% de suas áreas impermeáveis. Os dois pontos um pouco acima da reta são de duas outras bacias hidrográficas (Palmital, 7% e Atuba, 15% de áreas impermeáveis), que estão em processo de urbanização. Nas demais bacias, pode-se considerar desprezível o nível da urbanização, se comparado com a bacia total. Utilizando a função ajustada, com base nos rios não urbanizados, pode-se estimar qual seria a vazão média de enchente natural para o Rio Belém. A relação entre a vazão urbanizada e do pré-desenvolvimento na bacia hidrográfica do Rio Belém é de 6 vezes, concluiu TUCCI (1998).

FENDRICH (1999), apud PORTO et al. (1993), mostra na Figura 2.15 os inter-relacionamentos dos diversos processos que ocorrem numa área de drenagem, ocasionados pela urbanização crescente nas bacias hidrográficas. As consequências hidrológico-hidráulicas que interferem na Drenagem Urbana, podem ser visualizadas na Tabela 2.12, onde observam-se as principais causas e efeitos da urbanização crescente sobre as enchentes urbanas.



**Figura 2.15** Processos que ocorrem numa bacia hidrográfica urbana

**Fonte:** FENDRICH (1999), apud PORTO et al. (1993)

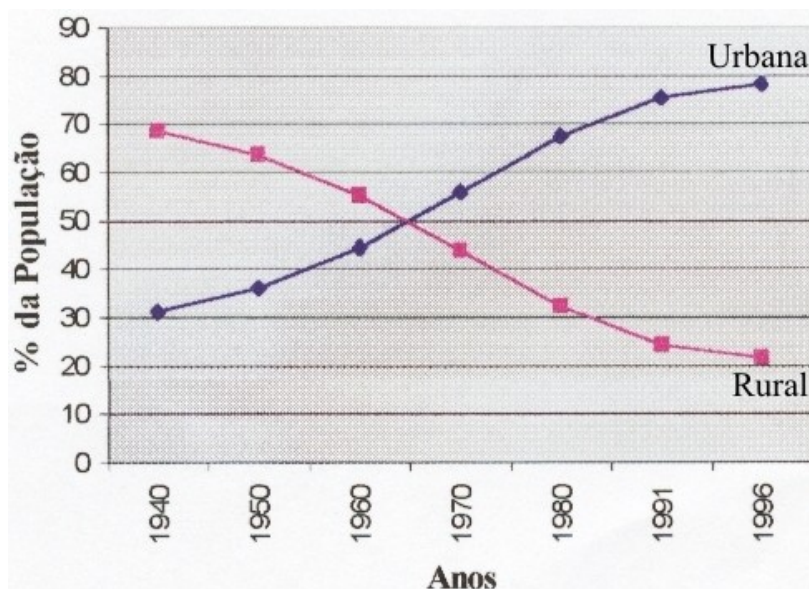
**Tabela 2.12** Causas e efeitos da urbanização sobre as enchentes urbanas

CAUSAS	EFEITOS
1. Impermeabilização	Maiores picos das vazões
2. Redes de Drenagem	Maiores picos a jusante
3. Resíduos Sólidos urbanos	Entupimento de galerias e Degradação da qualidade da água
4. Rede de Esgotos Sanitários Deficientes	Degradação da Q.A. e Moléstias de veiculação hídrica nas inundações
5. Desmatamento e Desenvolvimento Indisciplinado	Maiores picos e volumes; Maior erosão; Assoreamento em galerias e canais
6. Ocupação das Várzeas e Fundos de vale	Maiores picos das vazões; Maiores prejuízos; Moléstias de veiculação hídrica; Maiores custos de utilidades

**Fonte:** FENDRICH (1999), apud PORTO et al. (1993)

Com relação a bacia hidrográfica do Rio Belém, em Curitiba, FENDRICH (1999), relata que concorrem para o agravamento das enchentes urbanas, as chuvas intensas sobre áreas altamente impermeabilizadas da bacia hidrográfica, construções, edifícios, condomínios, pavimentação de ruas e avenidas, calçamentos, etc., isto é, a baixa capacidade de infiltração dos solos da bacia, faz com que as águas pluviais escoem rapidamente ao leito do Rio e os níveis se elevem assustadoramente.

CORDEIRO e VAZ FILHO (1999) afirmam que, dentre os sistemas de infraestrutura urbana, o de drenagem tem afetado a maioria dos municípios brasileiros, principalmente naqueles com grande elevação no índice de impermeabilização dos solos. Isso, se deve a inversão que houve no quadro populacional brasileiro nas últimas décadas, com elevado incremento da população urbana, como mostrado na Figura 2.16.



**Figura 2.16** Evolução das populações urbana e rural no Brasil nos últimos 55 anos  
**Fonte:** CORDEIRO e VAZ FILHO (1999)

MARIN et al. (1999) enfatizam que as enchentes urbanas ocorrem em consequência de dois processos, os quais atuam isoladamente ou de forma integrada: Enchentes em áreas ribeirinhas atingindo populações que ocupam os leitos dos rios, pela falta de planejamento do uso do solo e enchentes provocadas pela urbanização desordenada das bacias hidrográficas.

Elencam os principais impactos da urbanização dos solos no sistema de drenagem: Aumento do volume de escoamento superficial; aumento da vazão máxima dos hidrogramas e, a antecipação do pico de cheia devido ao aumento da capacidade de escoamento através dos canais e ao alto grau de impermeabilização das superfícies; Redução da evapotranspiração e do escoamento subterrâneo; Aumento da produção de sedimentos e de resíduos sólidos; Deterioração da qualidade da água, devido a lavagem das ruas pelas chuvas, ao carreamento de material sólido e, ligações clandestinas de esgotos sanitários e efluentes industriais.

SANTOS et al. (1999), com base em dados de fotografias aéreas e imagens de satélite, relatam as mudanças ocorridas desde a década de setenta, devido ao aumento da impermeabilização na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre – RS, devido ao crescimento urbano e à expansão descontrolada dos equipamentos e dos elementos urbanos.

A bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio localiza-se numa região onde a chuva média anual é 1300 mm, regularmente distribuída durante o ano, embora as maiores precipitações ocorram nos meses de Inverno e início da Primavera. Na seção de controle da bacia do Arroio Dilúvio as características principais são: Área de drenagem de 40 km<sup>2</sup> e declividade média de 17%, em um leito com 9 km de extensão.

Com base na interpretação da imagem do Satélite Landsat, de 19/12/1995, SANTOS et al. (1999), estimaram as frações de áreas impermeáveis da bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio, para o período mais recente da urbanização e, compararam estas, com as estimativas feitas em 1973 com base na aerofotogrametria da bacia (Tabela 2.13).

**Tabela 2.13** Estimativa das frações de áreas impermeáveis concentradas na bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio para uso nos modelos

Pontos de Interesse	Área (km <sup>2</sup> )	Fração de Áreas Impermeáveis (%)		Aumento (%)
		Aerofotogrametria (1973)	Imagem de Satélite (1995)	
Trecho a Montante de Agronomia	15,00	6,0	35,0	483
Trecho Agronomia – PUCRS	18,88	28,0	49,0	75
Trecho PUCRS – CPRM	6,12	35,0	70,0	100

**Fonte:** SANTOS et al. (1999)

Fizeram classificação supervisionada das imagens do Satélite Landsat, dos anos de 1984 e 1995, da bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio. Com base no método da máxima verossimilhança, utilizando o “software” IDRISI, permitiu a avaliação do impacto da urbanização na mancha urbana da bacia, Tabela 2.14, pesquisando as mudanças ocorridas de um ano para outro, dentro das três classificações usadas: Áreas ocupadas; não ocupadas e água.

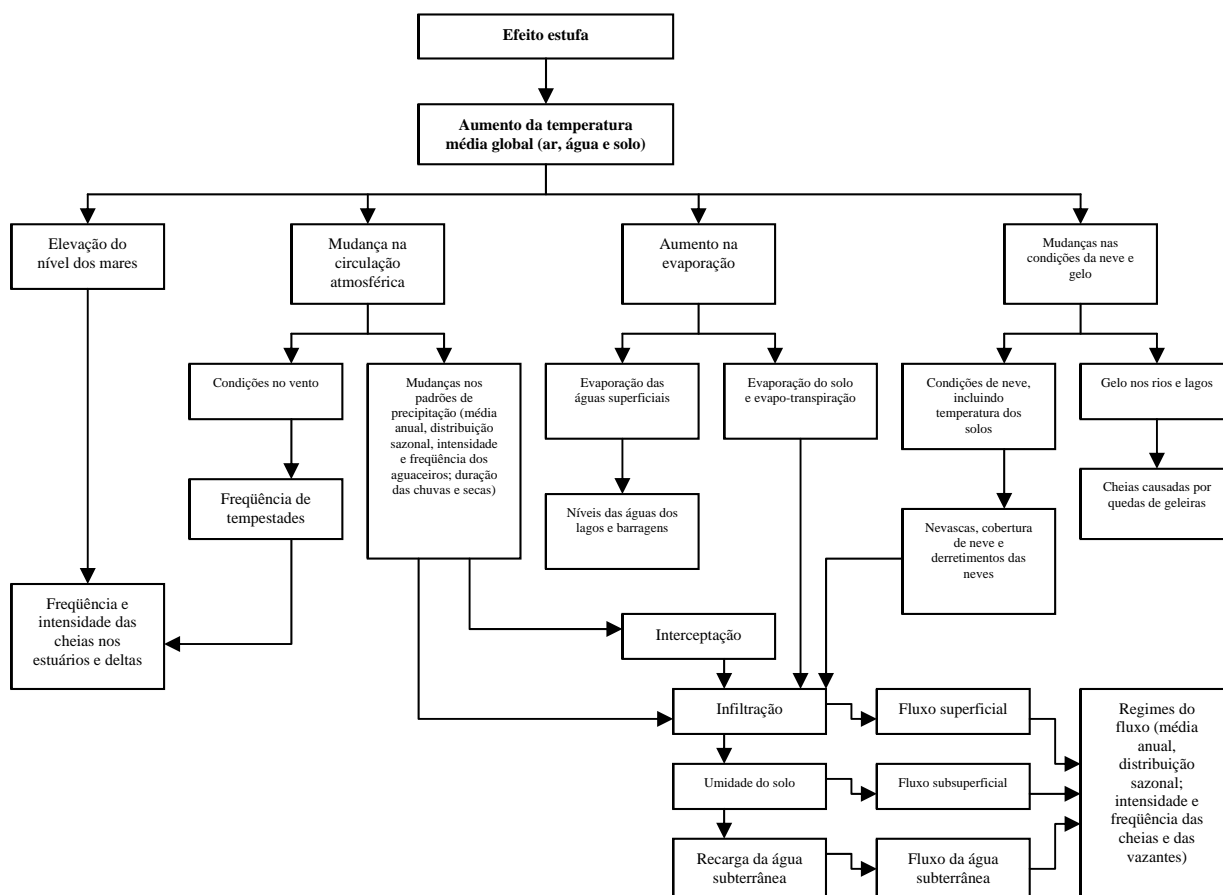


**Tabela 2.14** Ocupação da bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio em dois cenários de urbanização

Tipo da Área	Ano		Incremento	Taxa Média Anual
	1984	1995		
Ocupada (km <sup>2</sup> )	22,20	25,50	+ 3,30	+ 0,30
Não Ocupada (km <sup>2</sup> )	17,80	14,50	– 3,30	– 0,30

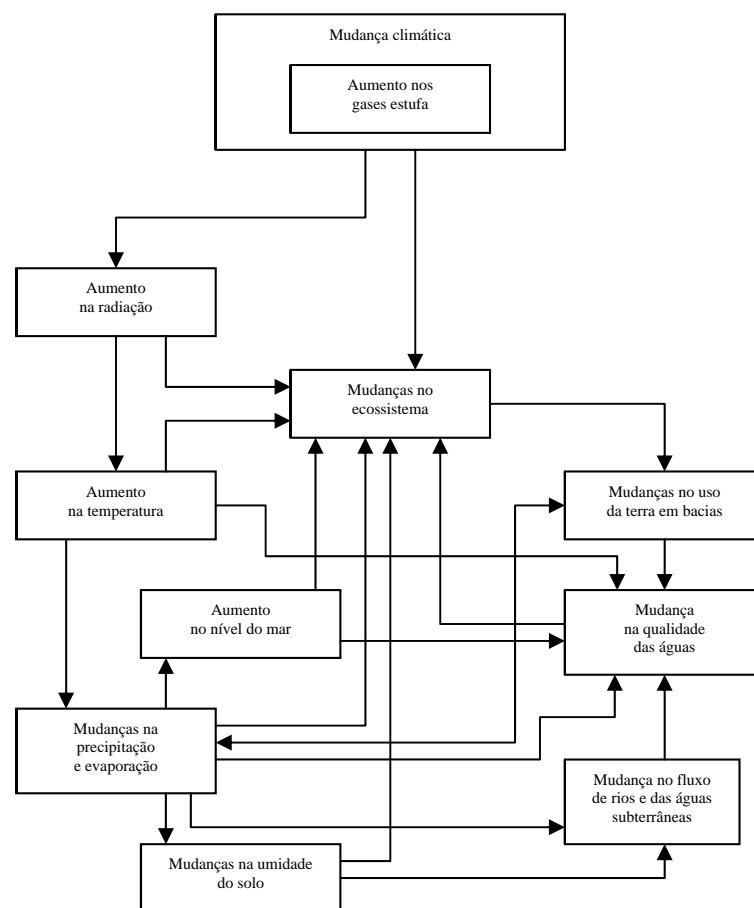
**Fonte:** SANTOS et al. (1999)

Segundo CHRISTOFOLETTI (1999) apud PETTS e AMOROS (1996), as mudanças climáticas, ocasionadas pelos gases estufa, estimulam alterações ambientais. Na Figura 2.17 mostram-se as alterações incidentes sobre as precipitações pluviais. Modificam-se as quantidades das águas na atmosfera, as características da intensidade e da frequência de ocorrência e, sobre o regime dos escoamentos fluviais, com mudanças nos canais e na rede fluvial.

**Figura 2.17** Impactos potenciais das mudanças climáticas sobre os hidrossistemas fluviais

**Fonte:** CHRISTOFOLETTI (1999) apud PETTS e AMOROS (1996)

Os efeitos desencadeados pela crescente concentração dos gases estufa no sistema do ciclo hidrológico estão delineados na Figura 2.18. CHRISTOFOLETTI (1999) apud ARNELL (1994) considera que o aumento na concentração dos gases estufa resulta em aumento no balanço da radiação na superfície terrestre, produzindo modificações nas temperaturas, precipitações e evaporação, e, em consequência nos regimes de umidade dos solos, recarga de águas subterrâneas e no escoamento fluvial.



**Figura 2.18** Impactos das mudanças climáticas no sistema hidrológico  
**Fonte:** CHRISTOFOLETTI (1999) apud ARNELL (1994)

As temperaturas, precipitações pluviais, evaporação e umidade do solo afetam o crescimento da vegetação, assim como provocam mudanças na radiação solar e na concentração de CO<sub>2</sub>. As concentrações mais altas de CO<sub>2</sub> também podem afetar o uso dos recursos hídricos pelas plantas. A complexidade interativa do sistema hidrológico, segundo

Christofolletti, é salientada pelas respostas não-lineares e pelos limiares importantes do sistema, que governam o funcionamento dos diferentes tipos de processos do ciclo hidrológico.

SILVEIRA (1999) analisando as parcelas do escoamento superficial de eventos isolados de cheia, em quatro sub-bacias do Arroio Dilúvio, em Porto Alegre – RS, afirma que é possível avaliar o impacto da urbanização por meio do coeficiente de escoamento superficial, com a expressão:

$$P_n = \frac{C_r(P_b - P_i)}{100} \quad (2.12)$$

Onde:  $C_r$  = coeficiente de escoamento superficial (%);

$P_n$  e  $P_b$  = chuvas efetiva e bruta dos eventos (mm);

$P_i$  = lâmina equivalente ao volume de perdas por retenção nas superfícies impermeáveis (mm).

O ajuste da Equação (2.12) aos eventos de chuva permitiu a SILVEIRA (1999) avaliar o quanto  $C_r$  se aproxima da taxa de áreas impermeáveis (AIMP). As hipóteses são de que numa bacia hidrográfica urbanizada: a.)  $C_r = \text{AIMP}$ ; b.) Que as superfícies permeáveis não geram escoamento superficial (escoamento rápido); e c.)  $P_i$  reflete, efetivamente, somente as perdas nas superfícies impermeáveis.

A Tabela 2.15 mostra os resultados dos ajustes da Equação (2.12) aos eventos de chuva nas quatro sub-bacias do Arroio Dilúvio.

**Tabela 2.15** Coeficientes de escoamento superficial nas sub-bacias do Arroio Dilúvio – (RS)

Sub-bacia	A (km <sup>2</sup> )	AIMP (%)	AURB (%)	n	C <sub>r</sub> (%)	P <sub>i</sub> (mm)	r <sup>2</sup>
São Vicente	2,6	50,4	89	20	58	1,39	0,971
Cascata	7,6	16,4	52	14	15	4,04	0,935
Ipiranga – Agronomia	57,0	19,7	62	67	38	2,95	0,944
Beco Carvalho	3,4	15,6	38	15	16	2,67	0,902

**Fonte:** SILVEIRA (1999)

Da Tabela 2.15 os ajustes revelam uma tendência de C<sub>r</sub> seguir AIMP, indicando ser improvável a rejeição da hipótese (C<sub>r</sub> = AIMP) em termos médios.

Com quatro pares (C<sub>r</sub>, AURB), da Tabela 2.15, mais dois pontos extremos (C<sub>r</sub> = 0; AURB = 0) e (C<sub>r</sub> = 64%; AURB = 100%), SILVEIRA (1999) ajustou duas curvas empíricas, devido ao pequeno número de pontos disponíveis, para a bacia hidrográfica do Arroio Dilúvio. A evolução dos coeficientes de escoamento global e de escoamento superficial, são obtidos pelas equações:

$$C = 4,3 \text{ AURB}^{0,55} + 10 \quad (2.13)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento global da bacia (parcela da chuva anual que torna-se escoamento) (%);

AURB = taxa de urbanização da bacia (%).

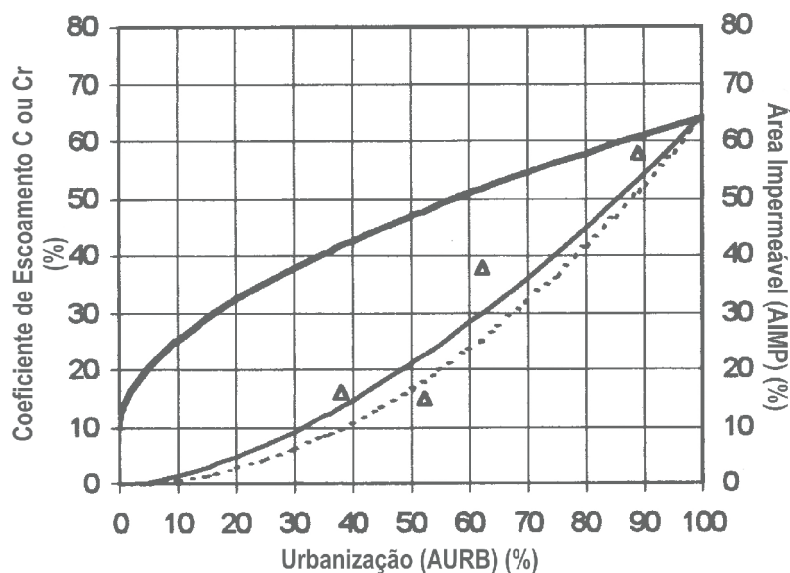
e

$$C_r = 0,0387 \text{ AURB}^{1,61} \quad (2.14)$$

Onde: C<sub>r</sub> = coeficiente de escoamento superficial da bacia (parcela da chuva isolada que torna-se escoamento superficial) (%);

AURB = taxa de urbanização da bacia (%).

As Equações (2.13) e (2.14) estão representadas na Figura 2.19.



**Figura 2.19** Variação do coeficiente de escoamento superficial  $C_r$  com a urbanização da bacia do Arroio Dilúvio em Porto Alegre – RS

**Fonte:** SILVEIRA (1999)

Concluiu que ambas equações, embora sem validação estatística, reproduzem o comportamento físico esperado do impacto da urbanização, ou seja, o crescimento dos dois coeficientes com a urbanização, mas com  $C_r < C$ , havendo uma convergência nas altas taxas de urbanização. A diferença entre os coeficientes de escoamento é interpretada como a contribuição do escoamento básico, que diminui com o aumento da taxa de urbanização da bacia. Conclui ainda que,  $C_r = C = 64\%$  para uma urbanização total da bacia hidrográfica.

De acordo com a Lei de Zoneamento de Curitiba, Nº 9.800/2000, deve ser observado que os princípios adotados por ACIOLY e DAVIDSON (1998), na Figura 2.13, são os mesmos, pois aumentará a densificação habitacional nos eixos das Avenidas das Torres, Wenceslau Braz, Marechal Floriano Peixoto, Affonso Camargo, Costa Barros e Trecho da BR-116 entre os bairros Atuba e Pinheirinho, o que implicará em grandes impermeabilizações dos solos das bacias hidrográficas, nas regiões ao longo desses novos eixos estruturais.

Pela Lei de Zoneamento de Curitiba, sancionada em Janeiro de 2000, segundo FRAGOMENI (2000), a organização espacial linear que deu notoriedade a Curitiba na década de 1970, perderá esta importante característica urbanística.

Os bairros onde serão implementados os seis eixos de densificação habitacional, ficarão expostos à especulação imobiliária, rompendo os seus compartimentos ambientais, de paisagem e das relações sócio-culturais consolidadas a longo tempo. Ficarão mais expostos os bairros Bacacheri, Cajuru, Jardim das Américas, Vila Fanny, Vila Hauer e Cristo Rei. Exceto os bairros Bacacheri e Cajuru, os demais possuem áreas de drenagem das águas pluviais contribuintes a bacia hidrográfica do Rio Belém. Isso incrementará os níveis máximos das enchentes na bacia, devido ao crescimento das taxas de impermeabilização dos solos.

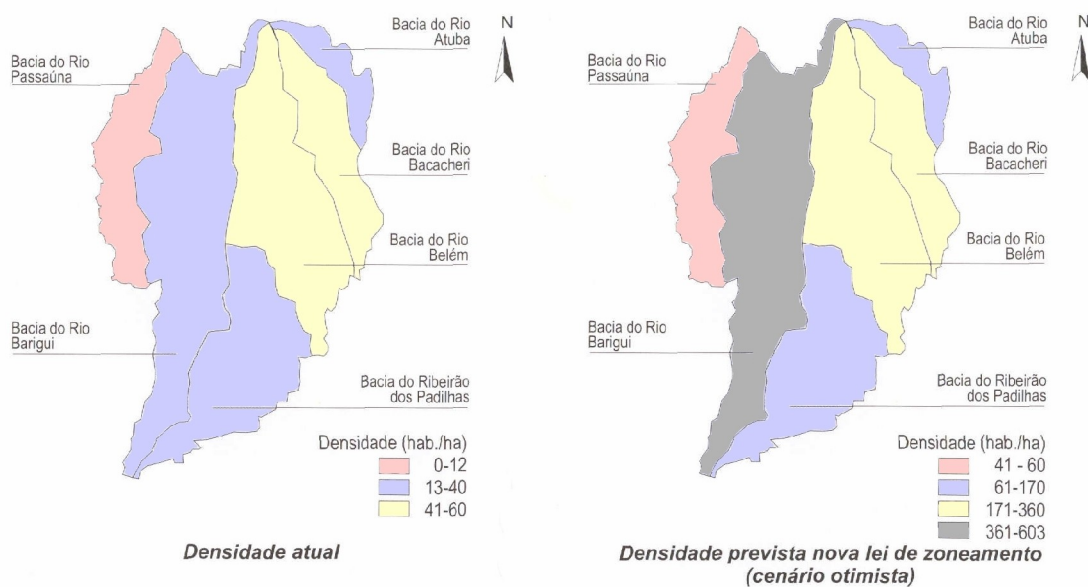
A Lei de Zoneamento acrescentará, com relação ao zoneamento existente desde 1975, em pelo menos 100 km<sup>2</sup> de área construída em Curitiba. Representa a possibilidade de, somente no Município de Curitiba, acomodar-se entre 6 milhões de habitantes, numa estimativa conservadora e 11 milhões, numa estimativa otimista. A preocupação de Fragomeni não é o fato de quando chegar a uma dessas populações, mas sim a sua localização e ocupação dos solos das bacias hidrográficas do Município.

A Tabela 2.16 mostra que a bacia hidrográfica mais pressionada pelo adensamento demográfico será a do Rio Bacacheri, seguida pela do Barigüi e do já poluído Rio Belém. A Figura 2.20 ilustra o comparativo entre as densidades demográficas atual e do cenário otimista, nas principais bacias hidrográficas de Curitiba.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

**Tabela 2.16** Estudo comparativo da população de Curitiba por bacia hidrográfica

Bacia	Atuba	Bacacheri	Barigüi	Belém	Padilhas	Passaúna	Total
População 2000 (estimativa)	78.702	213.369	559.688	473.713	261.876	50.147	1.637.495
Densidade Bruta 2000 (hab/ha)	37	49	34	49	40	12	37
<b>Capacidade de Saturação</b>							
<b>Cenário otimista</b>							
População prevista	148.779	2.092.920	3.314.268	3.312.487	1.633.043	200.477	10.701.973
Densidade Bruta Prevista (hab/ha)	108	411	243	320	139	42	237
Variação população (%)	189	981	592	699	624	400	654
Variação densidade (%)	289	839	716	654	348	356	639
<b>Capacidade de saturação</b>							
<b>Cenário conservador</b>							
População prevista	101.098	1.063.458	1.781.530	1.712.769	1.108.675	132.931	5.900.461
Densidade Bruta Prevista (hab/ha)	74	209	131	166	94	28	188
Variação população (%)	128	498	318	362	423	265	360
Variação densidade (%)	196	427	385	338	236	236	509

**Fonte:** FRAGOMENI (2000)**Figura 2.20** Comparativo das densidades demográficas por bacia hidrográfica do Município de Curitiba**Fonte:** FRAGOMENI (2000)

A Lei de Zoneamento, sancionada em Janeiro/2000, também prevê a criação de um Anel de Conservação Sanitário-Ambiental, para proteção das regiões de Curitiba que são consideradas frágeis do ponto de vista ambiental. A Lei, segundo o Instituto de Pesquisas e



Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, terá neste Anel de Conservação, mecanismos que evitarão as ocupações desordenadas e inadequadas, protegendo ambientalmente as bacias hidrográficas e as áreas de preservação do Município.

Entretanto, o IPPUC não colocou nenhum mecanismo que minimize um problema ambiental já existente, as enchentes urbanas, e que, aumentarão sobremaneira com as crescentes taxas de impermeabilização no Município de Curitiba, decorrentes da densificação habitacional nos seis eixos previstos, num espaço de tempo relativamente curto.

TUCCI (2000) define coeficiente de escoamento superficial,  $C$ , como a relação entre o volume total do escoamento superficial no evento e o volume total precipitado, permitindo analisar o impacto das áreas impermeáveis no gerenciamento do espaço urbano das bacias hidrográficas, com taxas de urbanização em crescimento. No estudo, Tucci apresenta a variação da vazão máxima de pequenas bacias hidrográficas urbanas, com base na expressão do Método Racional e na variação do seu coeficiente de escoamento superficial.

Numa bacia hidrográfica urbana existem dois tipos de superfícies: Permeável e impermeável, e desse modo:

$$C = \frac{C_p A_p + C_i A_i}{A_t} \quad (2.15)$$

Onde:  $C$  = coeficiente de escoamento superficial;

$C_p$  = coeficiente de escoamento superficial da área permeável;

$A_p$  = área permeável da bacia;

$C_i$  = coeficiente de escoamento superficial da área impermeável;

$A_i$  = área impermeável da bacia;

$A_t$  = área total da bacia.

A Equação (2.15) pode ser transformada para:

$$C = C_p \frac{A_p}{A_t} + C_i \frac{A_i}{A_t} = C_p + (C_i - C_p) AI \quad (2.16)$$

Onde:  $AI = \frac{A_i}{A_t}$  = parcela de áreas impermeáveis da bacia hidrográfica.

TUCCI (2000), cita que SCHUELER (1987) obteve, com base em 44 bacias hidrográficas urbanas pequenas nos E.U.A., a relação:

$$C = 0,050 + 0,90 AI \quad (2.17)$$

Portanto,  $C_i - C_p = 0,90$ ;  $C_i = 0,95$  e  $C_p = 0,05$  na Equação (2.16).

No Brasil não existe uma amostra do tamanho da de Schueler, mas uma amostra disponível de 12 bacias urbanas é apresentada por TUCCI (2000) na Tabela 2.17. Os dados foram selecionados considerando-se: Bacias com pelo menos cinco eventos; valores consistentes de áreas impermeáveis; valores consistentes quanto aos eventos hidrológicos.

**Tabela 2.17** Características de bacias urbanas brasileiras

Bacia	Cidade	Área da bacia (km <sup>2</sup> )	AI (%)	C	Nº. de eventos	Fonte
Bela Vista	Porto Alegre	2,6	50,4	0,58	20	1
Dilúvio/Ipiranga (a)	Porto Alegre	25,5	19,7	0,16	27	2
Dilúvio/Ipiranga (b)	Porto Alegre	25,5	40	0,37	12	2
Beco do Carvalho	Porto Alegre	3,4	15,6	0,16	15	1
Cascata	Porto Alegre	7,6	16,4	0,15	14	1
Casa de Portugal	Porto Alegre	6,7	1	0,09	7	3
Agronomia	Porto Alegre	17,1	4	0,11	5	3
Jaguarão	Joinville	6,5	8	0,14	6	3
Mathias	Joinville	1,86	16	0,23	8	3
<b>Belém / Prado Velho</b>	<b>Curitiba</b>	<b>42,0</b>	<b>40</b>	<b>0,42</b>	<b>10</b>	4
Meninos	São Paulo	106,7	40	0,37	5	2
Gregório	São Carlos	15,6	29	0,12	5	3

1 – Silveira (1999); 2 – Santos et al. (1999); 3 – Diaz e Tucci (1987) e 4 – Germano (1998).

(a) condições urbanas de 1979 – 1982; (b) condições urbanas de 1996 – 1997.

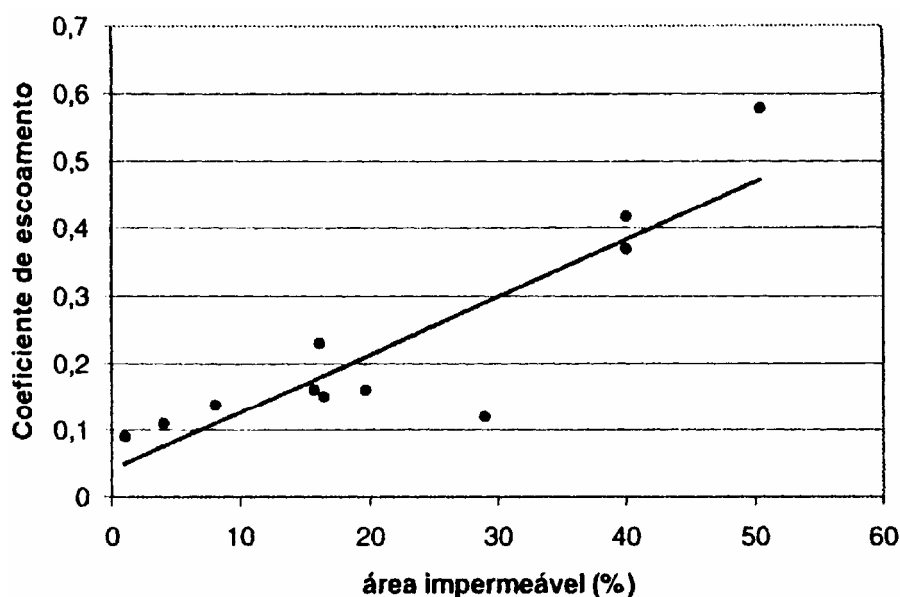
**Fonte:** TUCCI (2000)

Com base nas áreas impermeáveis das 12 bacias hidrográficas urbanas brasileiras, obtive o coeficiente de escoamento superficial, C, pela relação:

$$C = 0,04 + 0,80 \text{ AI} \quad (R^2 = 0,81) \quad (2.18)$$

Onde: AI = parcela de áreas impermeáveis da bacia (%).

A Equação (2.18) está representada na Figura 2.21.



**Figura 2.21** Coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeável da bacia  
**Fonte:** TUCCI (2000)

Na Figura 2.21 uma bacia hidrográfica tende a reduzir o coeficiente de escoamento superficial. Retirando esta bacia, resulta:

$$C = 0,047 + 0,90 \text{ AI} \quad (R^2 = 0,92) \quad (2.19)$$

praticamente igual a Equação (2.17), obtida por Schueler (1987) para 44 bacias urbanas

pequenas nos E.U.A..

Na Tabela 2.18, TUCCI (2000) apresenta os valores comparativos de  $C_p$  e  $C_i$  obtidos para as bacias hidrográficas urbanas brasileiras em relação as bacias urbanas dos E.U.A..

**Tabela 2.18** Resultados comparativos dos coeficientes de escoamento superficial

Bacias Urbanas	$C_p$	$C_i$	$R^2$
Brasil (12 postos)	0,04	0,84	0,81
Brasil (11 postos)	0,047	0,947	0,92
E.U.A. (44 postos)	0,05	0,95	0,71

**Fonte:** TUCCI (2000)

Considerando que  $C_i$  representa o coeficiente de escoamento superficial de parcelas urbanizadas, o valor 0,95 retrata, principalmente, superfícies de asfalto e concreto onde o valor é próximo ao limite superior. Adicionalmente, deve-se considerar que o coeficiente de escoamento superficial,  $C$ , não é um valor fixo, mas sim variável com a magnitude das enchentes, condições antecedentes da bacia, características da distribuição da chuva, tipo de solo, entre outros. Numa bacia rural o valor do coeficiente de escoamento superficial não é sempre o correspondente a  $C_p$ , mas varia de acordo com os condicionantes físicos da bacia, e as equações indicadas permitem uma estimativa média do valor do coeficiente de escoamento superficial.

TUCCI (2000) relaciona o coeficiente de escoamento superficial,  $C$ , com a densidade habitacional,  $DH$ , utilizando uma função desenvolvida com o ajuste dos dados das cidades de Porto Alegre, São Paulo e Curitiba.

A relação, válida para  $DH < 120$  hab/ha, é dada por:

$$AI = 0,00489 DH \quad (R^2 = 0,997) \quad (2.20)$$

Onde:  $DH$  = densidade habitacional (hab/ha);

AI = parcela de área impermeável da área total da bacia (entre 0 e 1).

A Equação (2.20) deve ser utilizada somente para bacias hidrográficas acima de 200 ha de área e com ocupação predominantemente residencial.

Substituindo a Equação (2.20) nas Equações (2.18) e (2.19), resulta em:

$$C = 0,0768 + 0,0041 \text{ DH} \quad (2.21)$$

e

$$C = 0,0783 + 0,0035 \text{ DH} \quad (2.22)$$

Com as Equações (2.21) e (2.22) é possível estabelecer o aumento do coeficiente de escoamento superficial, C, de uma bacia hidrográfica, com base na sua parcela de área impermeável ou na sua densidade habitacional.

As relações ficam:

$$\frac{C}{C_p} = 1 + m \text{ AI} = 1 + r \text{ DH} \quad (2.23)$$

Onde:  $C_p$  = coeficiente de escoamento superficial para condições rurais.

Os valores de **m** e **r** obtidos pelo uso das relações anteriores são apresentados na Tabela 2.19.

**Tabela 2.19** Fatores da equação do coeficiente de escoamento superficial em função da área impermeável e da densidade habitacional da bacia hidrográfica

Equação	<b>m</b>	<b>r</b>
(2.18)	20	0,0978
(2.19)	19,1	0,0936

**Fonte:** TUCCI (2000)

Da Tabela 2.19, TUCCI (2000) tirou as seguintes conclusões:

1ª) Para cada aumento de 10% de área impermeável na bacia hidrográfica, ocorre aumento de 191 a 200% no coeficiente de escoamento superficial C;

2ª) Para cada 10 hab/ha de aumento na densidade habitacional ocorre aumento de 93,6 a 97,8% no coeficiente de escoamento superficial C.

Recomenda cuidados na aplicação das expressões explicitadas, uma vez que a relação entre a densidade habitacional, DH, e a parcela de área impermeável, AI, de uma bacia hidrográfica urbana, apresenta restrições.

## **2.2. Controle de Enchentes nas Bacias Hidrográficas Urbanizadas**

KLÜPPEL (1990) relata que na década de 1960 começaram a surgir as idéias de como o Município de Curitiba poderia resolver os problemas das enchentes e da drenagem urbana, sem executar obras de canalização. Os primeiros planos de preservação dos fundos de vale começaram em 1966, com a idéia de fazer o Parque Linear do Rio Iguaçu, que segundo o relato, nada mais é do que a preservação das faixas de terra sujeitas a enchentes.

Nesta época, o Município de Curitiba, começou a fazer comparações dos custos das obras estruturais de controle das enchentes com os da preservação e, chegou-se a conclusão de que preservando faixas de drenagem ao longo dos rios e canais, far-se-ia uma economia substancial. Também nesta época, começou-se a pensar nos parques São Lourenço, Barigüi, Iguaçu, etc., onde criaram-se lagos e ao longo dos rios foram estabelecidas faixas de preservação dos fundos de vale, resolvendo o problema das enchentes e implantando áreas de lazer e recreação.

Em 1975, por meio da Lei Municipal 5.263, além de definir faixas de drenagem, também previa faixas de preservação nos fundos de vale, e em todos os bosques e florestas

que ficavam no entorno das faixas podiam ser englobadas como de preservação. Essa legislação fez com que Curitiba parasse de investir seus recursos orçamentários em obras de galerias e canais, porque as faixas estavam sendo preservadas e os rios escoavam naturalmente, ou seja, foi garantido aos rios o que era deles, o direito de ocuparem os seus espaços com a ocorrência de chuvas intensas. Paralelamente, houve uma organização dos loteamentos, e a execução das obras de macrodrenagem mais importantes na área central foram finalizadas e, com isso Curitiba, praticamente, não tem mais enchentes, a não ser na faixa do Rio Iguaçu e em alguns casos isolados, que ainda não foram resolvidos.

No início da década de 1970, a primeira experiência prática de parque linear de fundo de vale foi o Parque São Lourenço, no Norte da cidade de Curitiba. Com área aproximada de 360.000 m<sup>2</sup>, tem a preservação das florestas existentes, e o lago dimensionado para regularizar a vazão do Rio Belém. Em seguida, foi implantado o Parque Barigüi com 1,5 milhão de m<sup>2</sup>, e, iniciados os projetos e processos para a implantação do Parque Linear do Iguaçu, que seria o maior parque do Município.

De acordo com KLÜPPEL (1990) o único grande inconveniente a ocorrer é a ocupação das faixas de preservação dos rios e canais de drenagem. Por força dos problemas sociais, há o perigo e grandes riscos de acontecerem invasões dessas faixas e, o maior problema que houve em algumas cidades, inclusive em Curitiba, foi urbanizar e titular essas áreas, dando posse aos invasores. Agora, para resgatar essas faixas de preservação da drenagem, é necessária a desapropriação o que, não precisava anteriormente.

Relata que quando foi designado presidente da COMEC – Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba, levou a filosofia da preservação para as demais cidades que compõem a Região Metropolitana, criando projetos idênticos, consolidando a idéia de conservação das áreas para controle das enchentes. Hoje, a Região Metropolitana de Curitiba, tem todos os instrumentos legais e tem toda uma experiência para preservar os cursos d'água

e prevenir-se contra enchentes e acrescentou que, se houver conscientização futura, com a manutenção dessas diretrizes, teremos o Rio Iguaçu inundando sem prejudicar a comunidade e, daremos aos rios o que lhes é de direito, de vez em quando extravasar dos seus leitos, não causando prejuízos as comunidades e aos municípios<sup>(3)</sup>.

Para o desenvolvimento de um programa consistente de drenagem urbana, TUCCI e GENZ (1995) enunciam nove princípios essenciais para o controle das enchentes urbanas.

1º) A bacia hidrográfica como sistema: Um Plano de Controle de Enchentes de um município deve contemplar as bacias hidrográficas sobre as quais a urbanização se desenvolve. As medidas não podem reduzir o impacto de uma área em detrimento de outra, uma vez que os impactos de quaisquer medidas não devem ser transferidos.

2º) As medidas de controle no conjunto da bacia hidrográfica: O controle das enchentes urbanas envolve medidas estruturais e não-estruturais, as quais não estão dissociadas.

3º) Os meios: Os meios de implantação do controle das enchentes urbanas são o Plano Diretor Urbano, as legislações Estadual / Municipal e o Manual de Drenagem. O primeiro estabelece as diretrizes, as legislações controlam e o manual orienta.

4º) O horizonte de expansão: O Plano Diretor Urbano deve contemplar o planejamento das áreas a serem desenvolvidas e a densificação das áreas atualmente ocupadas.

5º) Não ampliar a cheia natural: A cheia natural não deve ser ampliada por aqueles que ocupam a bacia, tanto num simples loteamento, como nas obras de macrodrenagem existentes no ambiente urbano. O princípio é de que cada usuário urbano não deve ampliar a cheia natural.

6º) O controle permanente: O controle das enchentes urbanas é um processo

---

<sup>(3)</sup> A filosofia de Klüppel não foi adotada pelos municípios da Região Metropolitana de Curitiba nem pela SUDERHSA e, no transcorrer desses doze anos, os principais rios dos municípios da Região Metropolitana de Curitiba sofreram e sofrem com enchentes urbanas, com prejuízos materiais e vítimas nas comunidades.



permanente, não bastam os regulamentos e que se construam obras de proteção, é necessário ficar atento as potenciais violações da legislação, na expansão da ocupação do solo nas áreas de risco.

7º) A educação: A educação dos profissionais envolvidos no problema, da população e dos administradores públicos é essencial, para que as decisões públicas sejam tomadas conscientemente por todos.

8º) A administração: A administração da manutenção e controle é um processo local e depende do município, por meio da aprovação dos projetos de loteamentos, obras públicas e drenagens.

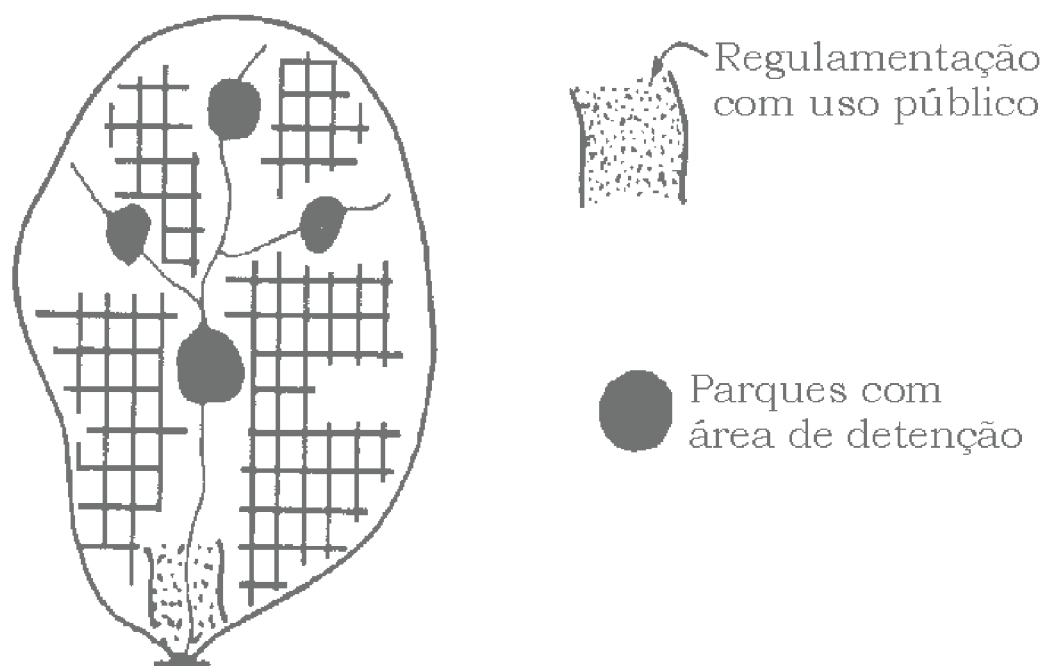
9º) As normas: Atualizar as normas brasileiras sobre drenagem urbana para contemplar a filosofia de controle da bacia e a manutenção da cheia natural nos projetos de drenagem urbana.

Na questão do gerenciamento do controle das enchentes urbanas, destacam que: “Nenhum loteador evitará ocupar as áreas ribeirinhas de risco, ou, construir a rede de galerias de águas pluviais mantendo a cheia natural, se não for obrigado pela legislação e fiscalizado pela administração municipal. A falta de mecanismos básicos de controle, tem transferido para toda a sociedade, o ônus econômico-social, de responder por problemas dessa natureza. A solução nem sempre resolve o problema, apenas transfere-se de um lugar para outro. A demora no planejamento das ações de controle sobre o impacto das enchentes urbanas tende a agravar os custos de ações futuras, uma vez que, após a ocupação das bacias hidrográficas, as soluções são sempre muito onerosas, pois não existem espaços para reservatórios de retenção, a bacia já está urbanizada e as áreas ribeirinhas já foram ocupadas, na maioria das vezes, de forma inadequada”.

O controle das enchentes urbanas pela macrodrenagem, segundo TUCCI e GENZ (1995), na realidade brasileira, tem sido realizado, por meio de canalizações. Os canais são

dimensionados para escoar vazões de projeto com tempos de recorrência variando entre 25 a 100 anos. Nos casos dos canais com paredes estruturais revestidas, quando não existe mais espaço para ampliá-los lateralmente e, tem condições de serem aprofundados, os custos aumentam em escala exponencial, podendo em vários casos chegarem a valores de até US\$ 50 milhões/km.

Para o planejamento de controle das enchentes da bacia hidrográfica, quando a mesma está no estágio inicial de urbanização, pode-se utilizar o esquema indicado na Figura 2.22.



**Figura 2.22** Planejamento e controle da bacia hidrográfica no primeiro estágio de urbanização  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995)

Da Figura 2.22, o planejamento do controle das enchentes urbanas, está embasado em:

- a.) Regular o uso e ocupação do solo, pelo poder público, das áreas naturalmente inundáveis, as quais servirão como bacias de retenção urbanas;
- b.) Regular a microdrenagem para não ampliar a enchente natural, tratando cada distrito ou sub-bacia, de acordo com sua capacidade e transferência do impacto a jusante. Em

cada sub-bacia é definido o risco de enchente, que cada empreendedor deve manter nas condições naturais;

c.) Utilizar parques e as áreas inundáveis para amortecer e preservar os hidrogramas entre diferentes sub-bacias;

d.) Prever subsídios de impostos e taxas para as áreas inundáveis e, a permuta de solo criado por compra dessas áreas;

e.) Nenhuma área desapropriada pelo poder público pode ficar sem implantação de infra-estrutura pública, parque ou área de lazer e recreação, caso contrário, sofrerá invasão.

MENEZES (1996) relata que no final da década de 1960 o índice de área verde por habitante, no Município de Curitiba, era inferior a  $1\text{m}^2$ , atingindo  $16\text{ m}^2/\text{hab}$  no final de 1974, índice igual ao estipulado pela OMS – Organização Mundial da Saúde. Nesta época, para garantir esse índice, foram implementados três grandes parques: Parque Barreirinha ( $275.380\text{ m}^2$ ), Parque São Lourenço ( $203.918\text{ m}^2$ ) e Parque Barigüi ( $1.400.000\text{ m}^2$ ). Os dois últimos, além de se constituírem em pontos de encontro e lazer para a população, foram projetados com o objetivo de se encontrar uma solução alternativa para a contenção das enchentes dos rios Belém e Barigüi, que cortam a Cidade. Com suas criações visava-se preservar as matas ciliares existentes e criar lagos para regular a vazão dos rios em períodos de enchente. Esse procedimento resultou numa mudança total na filosofia de uso e ocupação do solo. A economia em obras de drenagem foi substancial, uma vez que as obras resumiam-se em canais a céu aberto, exigindo obras estruturais apenas em travessias de ruas, ou em áreas onde a prevenção fosse inviável.

A Lei de Zoneamento 4.199/1972, do Município de Curitiba, foi modificada pela Lei 5.234/1975 “Zoneamento e Uso do Solo”, onde ficava especificada a nova divisão da área do Município em Zonas: Central; residenciais; de serviços; agrícola e setores especiais.

O controle dos setores especiais foi favorecido pelo Decreto Nº 400/1976, que

regulamentou os setores especiais de preservação dos fundos de vale, onde foram definidas as faixas de drenagem e as de preservação dos fundos de vale (não-edificáveis), além de englobar na preservação, os bosques e florestas localizadas na circunvizinhança dessas faixas.

De acordo com MENEZES (1996) tanto a “Lei de Zoneamento e Uso do Solo” como o Decreto “Preservação de Fundos de Vale” eram medidas pioneiras no Brasil e serviram de base para a organização do espaço urbano em muitos outros municípios. O conceito de preservação de fundos de vale, pelo ineditismo, possibilitou que muitos municípios repensassem suas ações em áreas sujeitas a degradação ambiental.

A prática bem sucedida da criação de parques lineares públicos, aliando a preservação de áreas verdes, contenção de enchentes e oferta de lazer, ensejou a continuidade de implantá-los. Em 1988 foi criado o Parque do Bacacheri (150.000 m<sup>2</sup>), destinado a contenção de enchentes do Rio Bacacheri, além de ofertar mais uma opção de lazer aos moradores da zona norte de Curitiba. Na mesma filosofia de preservação, em 1989 foi criado o Bosque Gutierrez, com 18.000 m<sup>2</sup>, onde foi erguido memorial ao líder ambientalista Chico Mendes. Neste mesmo ano, com 78.000 m<sup>2</sup>, foi criado na zona sul de Curitiba o Bosque Reinhardt Maack, em homenagem ao cartógrafo alemão que percorreu todo o Território Paranaense. Outro parque linear público, criado em 1991, foi o Parque Municipal do Passaúna, com 650 ha, tornando-se o segundo maior parque da Cidade de Curitiba e, sua criação aconteceu em meio a um processo amplo de preservação ambiental.

Desse processo amplo, culminou em Dezembro de 1991, a sanção da Lei do Meio Ambiente de Curitiba Nº 7.833/1991, sendo o Capítulo VII dedicado aos “Setores Especiais de Fundos de Vale e Faixas de Drenagem”, inseridos no Título III “Áreas de Preservação”.

Do Capítulo VII, no caput do Artigo 29, extrai-se: “Os Setores Especiais de Fundos de Vale são constituídos pelas áreas críticas localizadas nas imediações ou nos fundos de vale, sujeitos a inundação, erosão ou que possam acarretar transtornos à coletividade através de

usos inadequados”. São consideradas faixas de drenagem: “as faixas de terreno compreendendo os cursos d’água, córregos ou fundos de vale, dimensionados de forma a garantir o perfeito escoamento das águas pluviais das bacias hidrográficas”.

Na sequência da Lei do Meio Ambiente 7.833/1991, foi criado em 1992, o Bosque Zaninelli, bosque de preservação com 37.065 m<sup>2</sup>, onde funciona a Universidade Livre do Meio Ambiente. Em seguida, o parque público Parque da Pedreira, com 103.500 m<sup>2</sup>, chamado “Pedreira Paulo Leminski”, um dos mais concorridos espaços culturais da Cidade de Curitiba. Ainda, na bacia hidrográfica do Rio Belém, foi criado o Jardim Botânico de Curitiba, ocupando uma área de preservação de 278.000 m<sup>2</sup>.

Para o controle das enchentes nas bacias hidrográficas intensamente urbanizadas, KUNDZEWICZ e TAKEUCHI (1999), enfatizam as seguintes diretrizes:

1<sup>a</sup>) Instalações que promovam o retardamento do escoamento pluvial, tais como lagos de retenção distritais, armazenamento nas casas e nas outras edificações;

2<sup>a</sup>) Utilização das águas pluviais, em casos emergenciais nas escolas, estacionamentos, etc.;

3<sup>a</sup>) Retardamento do escoamento das águas pluviais por tubulações de drenagem subterrânea;

4<sup>a</sup>) Dispositivos de infiltração das águas pluviais, tais como poços, valas, tubos-dreno, pavimentos permeáveis, etc.;

5<sup>a</sup>) Melhores instalações para drenagem, incluindo bombeamento das águas pluviais nos terrenos baixos, casas sobre pilotis a prova de enchentes e, barreiras de proteção distritais: Proteção total contra enchentes das vias de tráfego subterrâneas, etc;

6<sup>a</sup>) Melhorar a previsão do escoamento nos canais de drenagem, a partir da previsão da chuva em tempo real, pois ainda não se mostra o suficiente e, há um grande potencial para melhorar o desenvolvimento e o uso da previsão da quantidade de chuva;

7ª) A restauração artificial do ciclo hidrológico, é realçada pelo retardamento e infiltração das águas pluviais, nas bacias hidrográficas intensamente urbanizadas. Esta solução é eficiente em termos dos requisitos desejáveis para os recursos hídricos e ao meio ambiente, e ainda, a correta orientação no planejamento e implantação de obras nos canais naturais.

Para o controle das enchentes urbanas, FENDRICH (1999) justifica a necessidade de implantação nos municípios, de uma política e operacionalização dos projetos de drenagem urbana, visto que a cada evento extremo de precipitação pluvial, ocorrem enchentes nas áreas urbanizadas das bacias hidrográficas, mesmo naquelas em que se dispõe de sistemas de drenagem urbana (micro e macrodrenagem), retratando, muitas vezes, ineficiência no escoamento das águas pluviais na rede coletora, ou ainda, obras hidráulicas subdimensionadas, pela avaliação incorreta das vazões máximas de projeto.

Salienta ainda, a importância da drenagem urbana, sobre a saúde e meio ambiente, pois a partir dos esgotos sanitários ainda não coletados por rede, ou ainda, lançamentos indevidos dos resíduos sólidos urbanos, nos sistemas de drenagem das bacias hidrográficas, cada vez, com maior frequência, nos eventos extremos de chuvas, surgem doenças hidroveiculadas pela proliferação de ratos, baratas, mosquitos ou outros insetos, colocando em risco a saúde da população e, adicionalmente, deteriorando a qualidade ambiental das bacias hidrográficas e, portanto, a qualidade de vida dos habitantes dessa bacia.

As soluções das enchentes urbanas serão alcançadas, a partir de uma compreensão integrada do ambiente urbano e das relações entre os sistemas que o compõe. Dependem, também, de uma atuação mais abrangente por parte dos responsáveis pelo setor de drenagem urbana, que, necessariamente, deverá envolver os aspectos legais, institucionais, tecnológicos e sociológicos.

Na Drenagem Urbana, o desenvolvimento de projetos na busca de soluções eficazes,

segundo FENDRICH (1999), os objetivos a serem perseguidos são: a) Definição de uma política para o setor Drenagem Urbana que defina objetivos a serem alcançados e os meios legais, institucionais, técnicos e financeiros para atingí-los; b) Definição de uma política para o Uso e Ocupação do Solo Urbano, devidamente articulada com a política de Drenagem Urbana, principalmente no que tange à ocupação das bacias hidrográficas, dos vales receptores, dos fundos de vale e das várzeas de inundação; c) Proceder o planejamento que contemple medidas de curto, médio e longo prazos, em toda a bacia hidrográfica, e, integre as medidas de drenagem das águas pluviais no complexo maior do ambiente urbano; d) Existência de órgãos e/ou entidades locais ou regionais eficientes, que dominem as tecnologias necessárias, implantem obras hidráulicas e medidas não estruturais, desenvolvam atividades de comunicação social, promovam a participação comunitária, estabeleçam critérios e, apliquem as leis e normas no concernente a Drenagem Urbana; e) Domínio da tecnologia adequada para planejamento, projeto, construção e operação/manutenção das obras hidráulicas de drenagem das águas pluviais; f) Organização de campanhas de educação ambiental e esclarecimentos da opinião pública.

No controle das enchentes urbanas, MARIN et al. (1999), salientam a necessidade de um planejamento adequado do sistema de drenagem urbana, embasado em princípios que conduzam a otimização dos benefícios econômicos e sociais.

Estes princípios são: “a.) Visão sistêmica da drenagem urbana dentro dos limites de uma bacia hidrográfica, em que as intervenções propostas para a minimização das enchentes da região, não transfiram o problema para jusante; b.) A drenagem urbana deve ser encarada como um problema de alocação de espaço, de tal forma que os empreendimentos a montante conservem as condições naturais de escoamento, por meio de reservatórios de detenção ou acumulação, diminuindo os custos de ampliação do sistema de drenagem das áreas a jusante; c.) A área urbana deve ser planejada de forma integrada e coerente com todos os

melhoramentos públicos, incluídos no plano geral de desenvolvimento (redes de água, pavimentação de ruas, tratamento e disposição final dos esgotos sanitários e dos resíduos sólidos, drenagem urbana, etc.); d.) Perfeita compatibilidade entre os planos regionais, estaduais e federais”.

Observaram que muitos técnicos atuantes nos órgãos responsáveis possuem conhecimentos limitados sobre o controle de enchentes, devido a pouca informação técnica sobre o assunto. Constataram ainda, a falta de conscientização da população quanto ao controle de enchentes por meio de medidas não-estruturais, ou seja, medidas preventivas como o adequado zoneamento, levando o administrador público ao desgaste político quando da implementação dessas medidas, pois, culturalmente, somente as obras hidráulicas (estruturais) levam a redução da ocorrência das enchentes.

Devido a escassez na alocação de recursos financeiros aos serviços de drenagem urbana, MARIN et al. (1999) propõe, seguindo a atual tendência político-social, de atribuir a prestação de serviços públicos à iniciativa privada, mediante concessão ou privatização, como está ocorrendo com os setores de energia elétrica, transporte e de saneamento básico, seria de grande valia estudar as possibilidades técnica e jurídica, da concessão e/ou privatização do serviço público de drenagem urbana.

Destacam como tipos de medidas não-estruturais para prevenção de enchentes urbanas, o zoneamento das áreas inundáveis e a utilização de reservatórios de retenção. No zoneamento das áreas de risco de enchentes deve haver um disciplinamento da ocupação urbana, por meio de uma densificação compatível com estes riscos. O efeito do reservatório de retenção é amortecer parte do volume do escoamento superficial, reduzindo o seu pico e distribuindo a vazão no tempo, de forma a compensar os efeitos da urbanização. A menor fração deste tipo de solução são os reservatórios de retenção em lotes. Nestes, a idéia é restringir a saída das águas pluviais num volume igual ao existente antes da ocupação do lote.



Na interpretação de MARIN et al. (1999), os reservatórios de retenção em lotes, implicam na construção de obras, podendo ser questionada sua classificação como medida não-estrutural. A justificativa para essa classificação, é do pressuposto que o órgão responsável pela solução dos problemas da drenagem urbana, na maioria dos casos, as prefeituras municipais, esta solução não implica em gastos com obras, pois estes caberiam a cada proprietário. Os gastos das prefeituras seriam com esclarecimentos para a sociedade, dos motivos para a adoção de tal medida. O controle das enchentes urbanas por reservatórios de retenção em lotes, apresenta como características importantes: “Consciência e participação da sociedade nas medidas de controle das enchentes; Economia na rede de drenagem das águas pluviais; Intervir na microdrenagem, contribuirá na redução dos altos custos da macrodrenagem”.

MOTA (1999) discute as principais medidas de controle das enchentes urbanas: Disciplinamento do uso e ocupação do solo; Restrições a ocupação da planície de inundação; Proteção das áreas de amortecimento de cheias; Proteção dos caminhos de escoamento natural das águas; e Reservatório artificial de retenção. O disciplinamento do uso e ocupação do solo nas áreas que tem maior relação com os recursos hídricos, devem ter ocupação controlada e, em alguns casos, evitada, de forma a garantir a infiltração e o escoamento das águas, de modo que não sejam causados danos ao ambiente.

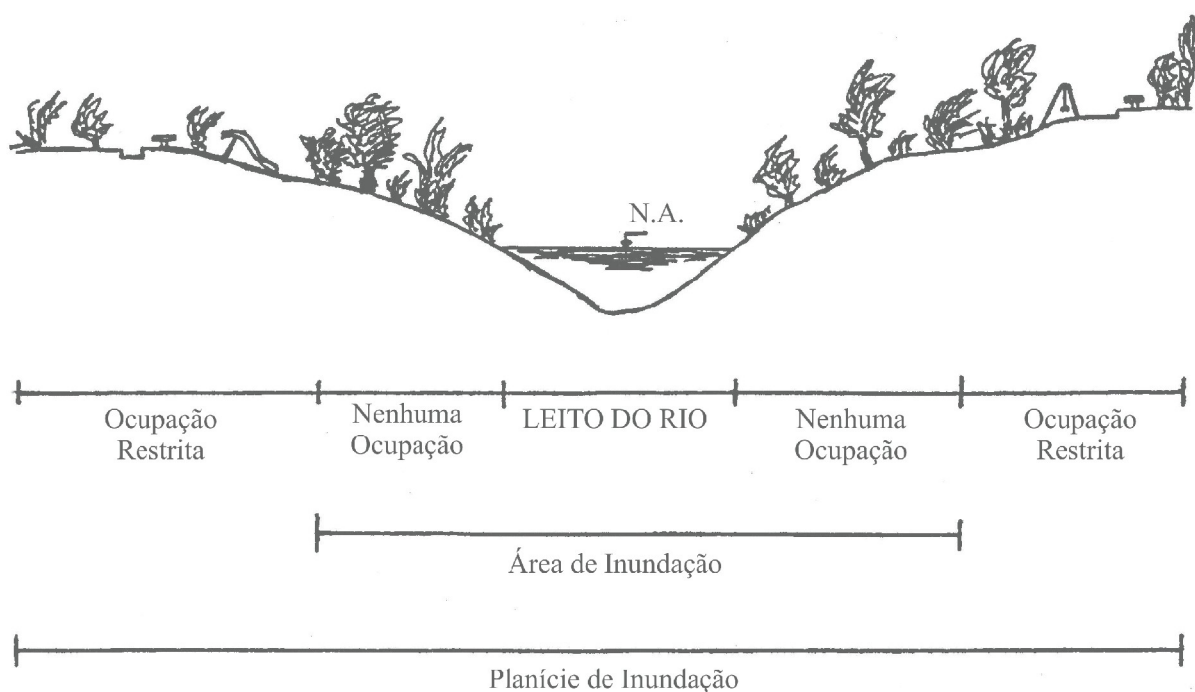
Exemplifica o disciplinamento do uso do solo proposto pelo Plano Diretor de Recursos Hídricos da Bacia do Rio Iguaçu / Sarapuí, na Região Metropolitana do Rio de Janeiro, que estabeleceu quatro tipos de tratamento para as áreas marginais aos recursos hídricos:

- a.) Áreas marginais “non aedificandi” (não-edificáveis) – situadas na faixa de servidão dos cursos d’água, de modo a permitir trabalhos de limpeza e manutenção dos rios e canais;
- b.) Áreas marginais com restrições de uso – destinadas aos reservatórios-pulmão e que terão que ter usos compatíveis com eventuais inundações;

c.) Áreas marginais com ocupação condicionada – passíveis de ocupação desde que respeitados alguns condicionantes;

d.) Áreas destinadas a acumulação temporária da água em reservatórios naturais.

Exemplo de uso e ocupação de uma planície de inundação está mostrado na Figura 2.23.



**Figura 2.23** Disciplinamento do uso e ocupação da planície de inundação de rios  
**Fonte:** MOTTA (1999)

As áreas de amortecimento de cheias, geralmente terrenos baixos, alagadiços, ou similares, devem ser identificados e preservados de ocupação. Esses locais devem integrar as áreas verdes, de lazer, etc. Os vales secos, de escoamento intermitente das águas pluviais, devem ser preservados e protegidos nos projetos de parcelamento do solo, podendo ser substituídos por drenagem artificial (galerias e canais), após cuidadoso estudo.

CORDEIRO e VAZ FILHO (1999) criticam administrações municipais, pois as cidades sempre foram e são até hoje, produto de decisões isoladas, onde a ausência de planejamento é notória. Neste contexto, os sistemas de microdrenagem urbana, ganham

importância ainda maior. Se houvesse planejamento integrado, com a busca de soluções “não-convencionais”, certamente se teria redução substancial na utilização de canalizações para escoamento de vazões decorrentes das chuvas intensas, certamente se conseguiriam sistemas com menor custo de implantação e de maior eficiência.

São críticos em relação as falhas na fase de projeto, pois as mesmas são frutos da falta de formação dos profissionais dessa área, pois os tópicos de Drenagem Urbana, apesar de estarem inclusos na matéria Saneamento Ambiental, de forma geral, não são abordados com profundidade. Deste modo, via de regra, são encontrados nos municípios sistemas implantados sem nenhum tipo de projeto ou estudos, sendo comum observar canais de macrodrenagem afogando totalmente os de microdrenagem, comprometendo assim, todo o seu funcionamento. Com relação a execução dos sistemas de drenagem das águas pluviais, o problema está diretamente ligado a falta de normatização dos mesmos, haja visto que é o único sistema componente do saneamento básico, que não se encontra normatizado pela ABNT.

FENDRICH (2000), com relação as enchentes urbanas na bacia hidrográfica do Rio Belém, salienta que controlá-las totalmente não é possível, porém devem-se estabelecer medidas estruturais e não-estruturais, para promover a minimização dos seus efeitos.

Recomenda que se dirijam esforços e recursos para o desenvolvimento de estudos hidrológicos referentes ao trinômio (Armazenamento x Utilização x Infiltração) das águas pluviais, para abatimento dos níveis de água das vazões máximas, minimizando a extensão das áreas inundáveis, a todas as comunidades que ocupam zonas inundáveis das bacias hidrográficas urbanizadas.

### 2.2.1. Reservatórios de Detenção ou de Retenção das Águas Pluviais

Na história do armazenamento artificial, HOYT (1942) relata que águas pluviais armazenadas foram utilizadas, conjuntamente, para abastecimento municipal, para irrigação e controle de enchentes antes do nascimento de Cristo. Medidas de controle de enchentes foram utilizadas na antiga Babilônia, na bacia hidrográfica do Rio Eufrates, pelo desvio das águas excedentes com o enchimento das depressões no deserto Árabe. Medidas semelhantes foram utilizadas na bacia hidrográfica do Rio Nilo. Entretanto, no Rio Nilo, as águas desviadas retornavam ao leito do rio, após o período das enchentes.

No Século XV, na Alemanha, França e Rússia, o armazenamento das águas pluviais, foi desenvolvido e empregado, em conjunto, com as melhorias realizadas nos canais dos rios. Bacias de detenção das águas pluviais, com abertura fixa, por volta do ano de 1711, foram usadas no Rio Loire, para proteção contra enchentes na cidade de Roanne – França. A experiência com a enchente de Março de 1913, no Rio Miami, no Estado de Ohio – E.U.A., conduziram a construção de vários reservatórios tipo bacias de detenção, destinados apenas para a proteção contra as enchentes.

HOYT (1942) mostra na Tabela 2.20 que nos E.U.A., em 1938, existiam cerca de 500 reservatórios, com capacidade superior a 25 milhões de m<sup>3</sup>, e destaca a baixa porcentagem, apenas 3,3% deles, utilizados para o controle das enchentes, pouco superior a porcentagem utilizada para navegação.

**Tabela 2.20** Grandes reservatórios dos E.U.A. em 1938

Utilização	N	Capacidade (x10 <sup>9</sup> ) m <sup>3</sup>	%
Uso múltiplo	40	100,0	53,3
Irrigação	167	33,0	18,8
Energia elétrica	164	33,0	18,8
Abastecimento público	65	7,5	4,0
Controle de enchentes	29	5,9	3,3
Navegação	14	3,2	1,8

**Fonte:** HOYT (1942)

Para as bacias hidrográficas com áreas de drenagem pequenas, WILKEN (1978) indica o procedimento de cálculo da capacidade do reservatório ou bacia de detenção das águas pluviais, pelo Método Alemão de Müller – Neuhaus.

Conhecidos os dados hidrológicos da bacia hidrográfica:

- Área de drenagem A (km<sup>2</sup>);
- Coeficiente de escoamento superficial C (adimensional);
- Tempo de concentração t<sub>c</sub> (min);
- Tempo de recorrência Tr (anos);
- Intensidade máxima da chuva i (mm/h);

Determina-se a vazão afluyente máxima ao reservatório de detenção pelo Método Racional:

$$Q_a = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad (2.24)$$

Onde: Q<sub>a</sub> = vazão afluyente máxima no reservatório de detenção (m<sup>3</sup>/s);

C, i, A = definidos anteriormente.

A capacidade necessária do reservatório de detenção para amortecimento das enchentes urbanas é calculado pela equação:

$$V = Q_a \cdot t_c \cdot K \quad (2.25)$$

Onde: V = volume necessário do reservatório de detenção (m<sup>3</sup>);

Q<sub>a</sub> = vazão afluyente máxima ao reservatório de detenção (m<sup>3</sup>/s);

t<sub>c</sub> = tempo de concentração até o local do reservatório de detenção (s);

$K = f(\xi)$  = fator em função da relação de detenção  $\xi$ .

A relação de detenção  $\xi$  é dada por:

$$\xi = \frac{Q_e}{Q_a} \quad (2.26)$$

Onde:  $Q_e$  = vazão efluente máxima do reservatório de detenção ( $m^3/s$ );

$Q_a$  = vazão afluente máxima ao reservatório de detenção ( $m^3/s$ ).

Em WILKEN (1978), a expressão para a determinação do fator  $K$ , do Método de Müller – Neuhaus, é dada por:

$$K = \log \frac{1}{\xi} \quad (2.27)$$

cujos valores estão indicados na Tabela 2.21.

**Tabela 2.21** Valores do fator  $K$  para dimensionamento de bacias de detenção pelo Método de Müller – Neuhaus (Alemanha)

$\xi$	$K$	$\xi$	$K$
0,10	1,000	0,55	0,260
0,15	0,824	0,60	0,222
0,20	0,699	0,65	0,187
0,25	0,602	0,70	0,155
0,30	0,523	0,75	0,125
0,35	0,456	0,80	0,097
0,40	0,398	0,85	0,071
0,45	0,347	0,90	0,046
0,50	0,301	0,95	0,022

**Fonte:** WILKEN (1978)

O cálculo das bacias ou reservatórios de retenção deverá contemplar várias alternativas, para vários valores da porcentagem de amortecimento da vazão afluente máxima e, deverão ser estimados os custos das galerias de águas pluviais de jusante e das bacias de retenção correspondentes, para obtenção da solução mais econômica.

TSUCHIYA (1978), diretor de Recursos Hídricos, do Ministério da Construção do Japão afirma que, atualmente, os governos locais e autoridades administrativas responsáveis pela drenagem urbana, tornaram obrigatória a construção de bacias de retenção das águas pluviais, quando as áreas dos campos de golfe, loteamentos residenciais e de indústrias, são intensamente urbanizadas. O tamanho das bacias hidrográficas urbanizadas, sob regulamentação dos governos locais, variam entre 0,10 e 20 ha, e se o uso é permanente ou experimental da bacia de retenção, também dependem dessa regulamentação.

Aproximadamente 1900 bacias de retenção das águas pluviais foram construídas no Japão, e , em se excluindo as dos campos de golfe, foram contabilizadas 235 bacias de uso permanente, mostradas na Tabela 2.22.

**Tabela 2.22** Bacias de retenção das águas pluviais de uso permanente no Japão

<b>Finalidade</b>	<b>Nº de Bacias</b>	<b>(%)</b>
Loteamentos residenciais	144	62
Áreas regularizadas	17	7
Comércio e indústria	32	14
Recreação	27	11
Escola	7	3
Outras	8	3

**Fonte:** TSUCHIYA (1978)

TSUCHIYA (1978) descreve os critérios adotados nos projetos das bacias de retenção das águas pluviais no Japão, aplicados quando da urbanização intensiva das áreas com loteamentos residenciais:

## 1.) Avaliação da Vazão Máxima

a.) Aplicação do Método Racional para avaliação da vazão afluente máxima.

b.) Tempo de concentração obtido para áreas:

- Não urbanizadas

$$t_c = 0,83 \frac{L}{I^{0,6}} \quad (2.28)$$

- Urbanizadas

$$t_c = 0,36 \frac{L}{I^{0,5}} \quad (2.29)$$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração (min);

L = extensão do talvegue (km);

I = declividade do talvegue (m/m).

c.) Coeficiente de escoamento superficial C:

- Áreas não urbanizadas: Dependente das condições geológicas e da superfície dos solos (Tabela 2.23).

**Tabela 2.23** Coeficiente de escoamento superficial C em áreas não urbanizadas no Japão

Condição da Área	Coeficiente C
- Montanhas com declividades íngremes	0,75 – 0,90
- Florestas	0,50 – 0,75
- Fazendas agrícolas de relevo plano	0,45 – 0,60
- Talvegues com declividades íngremes	0,75 – 0,85
- Talvegues com declividades suaves	0,45 – 0,75

**Fonte:** TSUCHIYA (1978)



- Áreas urbanizadas:  $C = 0,90$  (Valor padrão).

d.) Chuva de projeto é obtida da relação Intensidade x Duração x Frequência ( $IxDxF$ ).

## 2.) Cálculo do Volume Necessário

Para controlar todas as enchentes urbanas, com tempos de recorrência  $Tr \leq 30$  anos, o volume necessário do reservatório de detenção é obtido por:

$$V = 0,0028 \cdot \left( r_i - \frac{r_o}{2} \right) \cdot T_i \cdot C \cdot A \quad (2.30)$$

Onde:  $V$  = volume de detenção necessário ( $m^3$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$A$  = área da bacia contribuinte (ha);

$r_o$  = intensidade da chuva correspondente a capacidade de escoamento do canal a jusante da bacia (mm/h);

$r_i$  = intensidade da chuva para qualquer duração  $T_i$  para o tempo de recorrência  $Tr = 30$  anos (mm/h);

$T_i$  = tempo de duração da chuva (s).

Devido a simplicidade na aplicação da Equação (2.30), esta é adotada pela maioria das regulamentações dos governos locais do Japão, mesmo ela fornecendo um volume de detenção ligeiramente superior ao obtido com outro método hidrológico.

## 3.) Volume de Sedimentação

O valor de  $150 m^3/ha/ano$  é o padrão adotado para o transporte de sedimentos e, dados de campo para condições semelhantes, poderão ser considerados no projeto.

#### 4.) Capacidade do Extravasor

A capacidade de descarga do extravasor da bacia de retenção das águas pluviais deverá ser 1,44 vezes maior do que a vazão calculada para o tempo de recorrência  $T_r = 100$  anos, por conta do risco de segurança da estrutura.

A utilização de armazenamentos para reduzir ou retardar o escoamento superficial das águas pluviais, correspondentes a chuvas intensas que ocorrem numa determinada área, de acordo com D.A.E.E. (1980), não é comum em sistemas de drenagem urbana. Entretanto, é inegável, que os armazenamentos, quando as condições forem propícias à sua implantação, podem reduzir sensivelmente o custo global das obras de drenagem. Existem, vários processos para realizar esses armazenamentos, cujas vantagens e desvantagens da utilização de cada um desses processos estão indicadas na Tabela 2.24.

**Tabela 2.24** Vantagens e desvantagens na redução ou retardamento do escoamento superficial urbano

Medidas	Vantagens	Desvantagens
A. Cisterna	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Água pode ser utilizada para:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. proteção contra fogo</li> <li>b. rega de terras</li> <li>c. processos industriais</li> <li>d. refrigeração</li> </ol> </li> <li>2. Reduz o deflúvio superficial direto, ocupando pequena área</li> <li>3. O terrenos ou espaço, acima da cisterna, pode ser usado para outros fins</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Custo relativamente alto da instalação</li> <li>2. Custo requerido pode ser restritivo, se a cisterna receber água de grandes áreas de drenagem</li> <li>3. Requer manutenção</li> <li>4. Acesso restrito</li> <li>5. Reduz o espaço disponível, do subsolo, para outros usos</li> </ol>
B. Jardim suspenso	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Esteticamente agradável</li> <li>2. Redução de deflúvio superficial direto</li> <li>3. Reduz o nível de ruído</li> <li>4. Valorização da vida animal</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Elevadas cargas nas estruturas da cobertura e da construção</li> <li>2. caro para instalar e manter</li> </ol>
C. Reservatório com espelho d'água permanente (geralmente em áreas residenciais)	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Controla grandes áreas de drenagem, liberando pequenas descargas</li> <li>2. Esteticamente agradável</li> <li>3. Possíveis benefícios à recreação:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. uso de barcos de recreação;</li> <li>b. pesca;</li> <li>c. natação</li> </ol> </li> <li>4. Habitat para vida aquática</li> <li>5. Aumenta o valor dos terrenos adjacentes</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Requer grandes áreas</li> <li>2. Possível poluição pelas enxurradas, e sedimentação</li> <li>3. Possível área de proliferação de pernilongos</li> <li>4. Pode haver crescimento intensivo de algas, como resultado da eutrofização</li> <li>5. Possibilidade de ocorrência de afogamentos</li> <li>6. Problemas de manutenção</li> </ol>
D. Armazenamento em telhado, empregando tubos condutores verticais estreitos	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Retardo do deflúvio superficial direto</li> <li>2. Efeito de isolamento térmico do edifício:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. água no telhado;</li> <li>b. através de circulação</li> </ol> </li> <li>3. Pode facilitar o combate a incêndios</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Carga estrutural elevada</li> <li>2. A tomada d'água dos tubos condutores requer manutenção</li> <li>3. Formação de ondas e cargas devidas as mesmas</li> <li>4. Infiltração da água do telhado para o edifício</li> </ol>

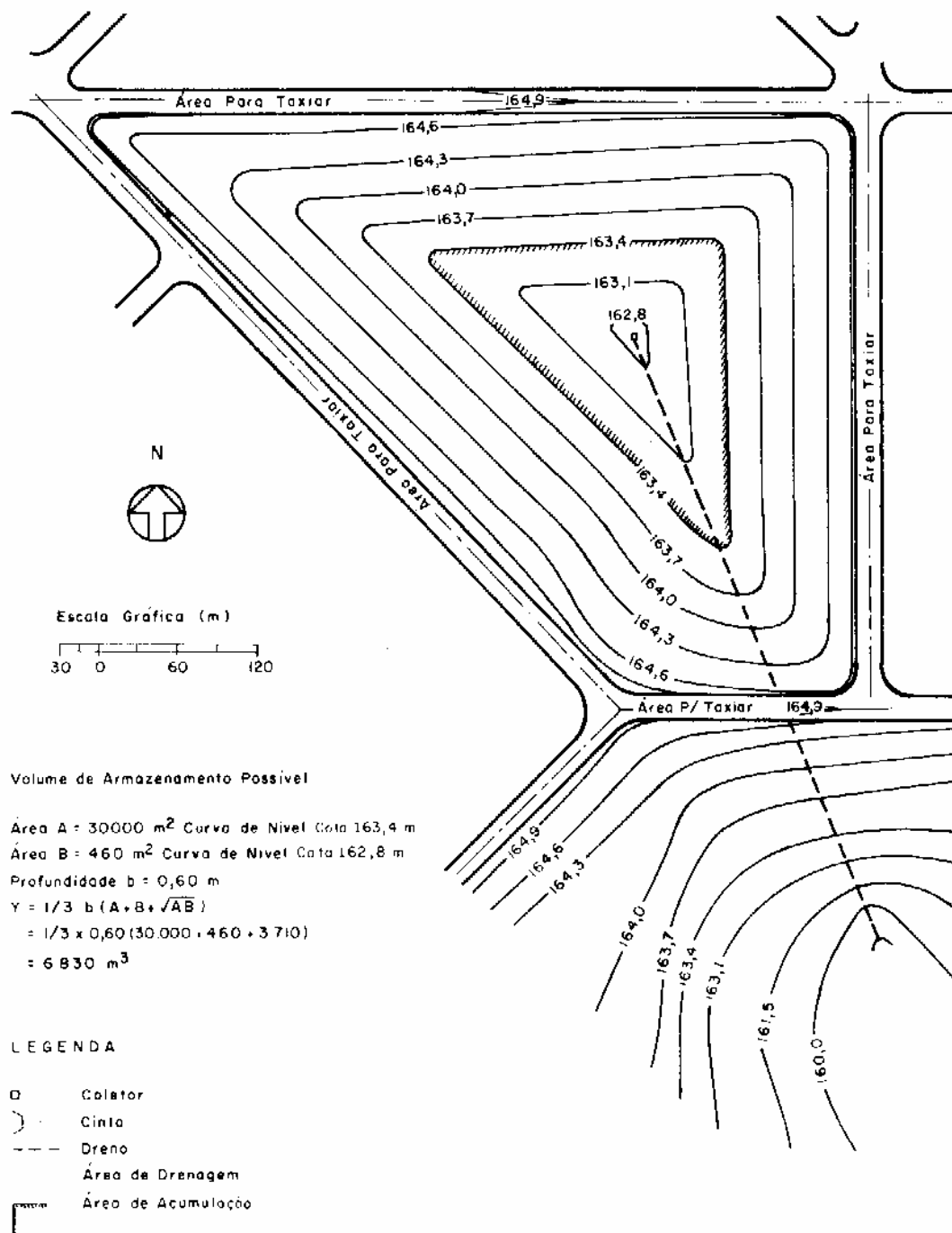
**Tabela 2.24** Vantagens e desvantagens na redução ou retardamento do escoamento superficial urbano (cont...)

Medidas	Vantagens	Desvantagens
E. Telhado com rugosidade aumentada	1. Retardo do deflúvio superficial direto, e alguma redução do mesmo (detenção nas ondulações ou no cascalho)	1. Carga estrutural relativamente elevada
F. Pavimento permeável (estacionamento e vielas): a. estacionamento com cascalho; b. furos no pavimento impermeável ( $\varnothing = 1/4''$ ) enchido com areia	1. Redução do deflúvio superficial direto (a e b) 2. Recarga do lençol freático (a e b) 3. Pavimento de cascalho pode ser mais barato do que asfalto ou concreto	1. Entupimento dos furos ou poros (a e b) 2. Compactação da terra abaixo do pavimento, ou diminuição da permeabilidade do solo devido ao cascalho (a e b) 3. Dificuldade de manutenção 4. Gramas e ervas daninhas podem crescer no pavimento (a e b)
G. Canais gramados e faixas de terreno cobertos com vegetação	1. Retardo do deflúvio superficial direto (a e b) 2. Alguma redução do deflúvio superficial direto (recarga do lençol freático por infiltração) 3. Esteticamente agradável: a. flores b. árvores	1. Sacrifica-se algumas áreas do terreno para faixas de vegetação 2. Áreas gramadas devem ser podadas, ou cortadas periodicamente (custos de manutenção)
H. Armazenamento e detenção em pavimentos Impermeáveis: a. pavimento ondulado; b. bacias; c. bocas de lobo estranguladas	1. Retardo do deflúvio superficial direto (a, b, c) 2. Redução do deflúvio direto (a e b)	1. Restringe um pouco o movimento de veículos 2. Interfere com o uso normal (b e c) 3. Depressões juntam sujeira e entulhos (a, b e c)
I. Reservatórios ou bacia de detenção	1. Retardo do deflúvio superficial direto 2. Benefícios recreativos: a. baseball, futebol, etc., se o terreno for propício 3. Esteticamente agradável 4. Pode controlar extensas áreas de drenagem, liberando descarga relativamente pequenas	1. Requer grandes áreas 2. Custo de manutenção: a. poda de grama b. herbicidas c. limpeza periódica (remoção de sedimentos) 3. Áreas de proliferação de pernilongos 4. Sedimentação do reservatório
J. Tanque séptico transformado para armazenamento e recarga do lençol freático	1. Custos de instalação baixos 2. Redução do deflúvio superficial direto (infiltração e armazenamento) 3. Água pode ser usada para: a. proteção contra incêndio b. regar gramados e jardins c. recarga do lençol freático	1. Requer manutenção periódica (remoção de sedimentos) 2. Possíveis danos à saúde 3. Algumas vezes requer um bombeamento para esvaziamento após uma tormenta
K. Recarga do lençol freático: a. tubo ou mangueira perfurada; b. dreno francês; c. cano poroso; d. poço seco	1. Redução do deflúvio superficial direto (infiltração) 2. Recarga do lençol freático com água relativamente limpa 3. Pode superá água para jardins, ou áreas secas 4. Pequena perda por evaporação	1. Entupimento dos poros ou tubos perfurados 2. Custo inicial de instalação (materiais)
L. Grama com alta capacidade de retardamento (elevada rugosidade)	1. Retardo do deflúvio superficial direto 2. Aumento de infiltração	1. Dificuldade de poda da grama
M. Escoamento dirigido sobre terrenos gramados	1. Retardo do deflúvio superficial direto 2. Aumento de infiltração	1. Possibilidade de erosão 2. Água parada no gramado em depressões

**Fonte:** D.A.E.E. (1980)

D.A.E.E. (1980) exemplifica, por meio da aplicação do Método Racional, o armazenamento de águas pluviais em reservatório de detenção, numa área de drenagem contribuinte de 20 ha, localizada junto as pistas de taxiamento de um aeroporto, conforme

visualizado na Figura 2.24.



**Figura 2.24** Reservatório de detenção das águas pluviais em área de aeroporto  
**Fonte:** D.A.E.E. (1980)

Na Tabela 2.25 mostram-se as intensidades da chuva no local do aeroporto, para várias durações e tempos de recorrência  $Tr = 5$  e 10 anos, além dos demais cálculos hidrológico-hidráulicos.

**Tabela 2.25** Cálculos hidrológico-hidráulicos do reservatório de retenção na área de aeroporto

Duração (min)	Intensidade (mm/min)	
	Tr = 5 anos	Tr = 10 anos
5	2,438	2,743
10	2,083	2,413
15	1,795	2,015
20	1,575	1,774
30	1,236	1,431
60	0,792	0,965
90	0,576	0,732
120	0,461	0,593
180	0,343	0,432

$A_1 = 1,81$  ha (pavimento)

$A_2 = 18,23$  ha (turfa)

$A_t = 20,04$  ha (total)

O coeficiente de “runoff” composto será de:

$$C = \frac{1,81 \times 0,90}{20,04} + \frac{18,23 \times 0,30}{20,04} = 0,354$$

A distância entre o ponto mais remoto da bacia e a tomada d’água é de 488 m, correspondendo a um tempo de concentração  $t_c$  de 55 min.

- Para  $t_c = 55$  min e uma curva de Tr = 5 anos a descarga de pico será de:

$$Q = 166,67 \text{ C I A} = 166,67 \times 0,354 \times 0,847 \times 20,04 \cong 1.000 \text{ l/s}$$

- Para uma tubulação de 33”, a capacidade de descarga, para  $n = 0,015$  (coeficiente de rugosidade de Manning) e  $i = 0,7\%$ , será de 1.090 l/s. Portanto, sem se considerar o armazenamento, esse diâmetro, no caso, é o necessário para uma chuva de Tr = 5 anos.

**Fonte:** D.A.E.E. (1980)

Para uma chuva de duração qualquer, a Tabela 2.26, mostra o cálculo dos volumes acumulados das vazões afluentes ao reservatório de retenção. Com base nos volumes indicados na Tabela 2.26, e nas capacidades de descarga das saídas do reservatório de retenção, tipo bueiro circular com os diâmetros de 21” (0,60 m) e 33” (0,80 m), estabeleceram-se os diagramas de massa das vazões afluentes e efluentes, indicadas na Figura 2.25.

**Tabela 2.26** Volumes do reservatório de retenção do aeroporto para uma chuva de duração qualquer

Para duração de 5 min e  $Tr = 5$  anos tem-se:

$$I = 2,438 \text{ mm/min}$$

$$Q = 166,67 \text{ C I A} = 166,67 \times 0,354 \times 20,04 \times I \quad (\text{l/s})$$

$$Q = 1.182,6 \times I = 1.182,6 \times 2,438 = 2.883,2 \quad (\text{l/s})$$

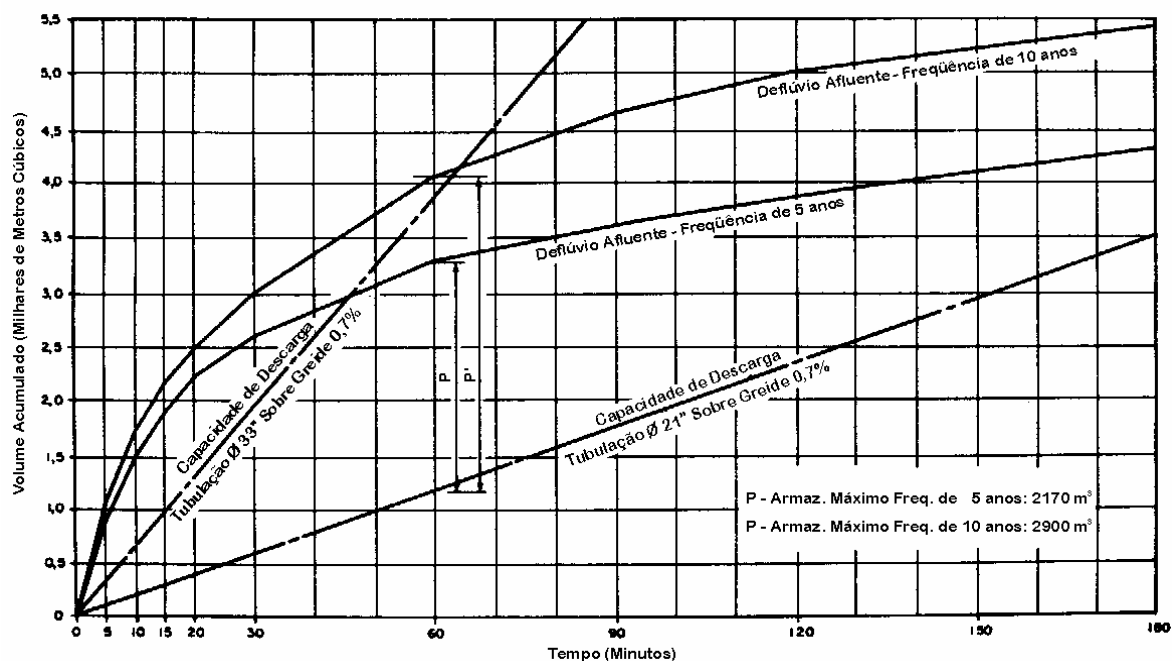
$$5 \text{ min} = 300 \text{ segundos}$$

$$2.883,2 \times 300 = 865 \text{ m}^3$$

Para outras durações e  $Tr = 5$  anos e 10 anos resultam:

Duração (min)	Tr = 5 anos	Tr = 10 anos
5	865	973
10	1.478	1.712
15	1.910	2.145
20	2.235	2.517
30	2.631	3.046
60	3.372	4.108
90	3.678	4.674
120	3.925	5.049
180	4.381	5.517

Fonte: D.A.E.E. (1980)



**Figura 2.25** Diagramas de massa das vazões afluentes e efluentes no reservatório de retenção em aeroporto

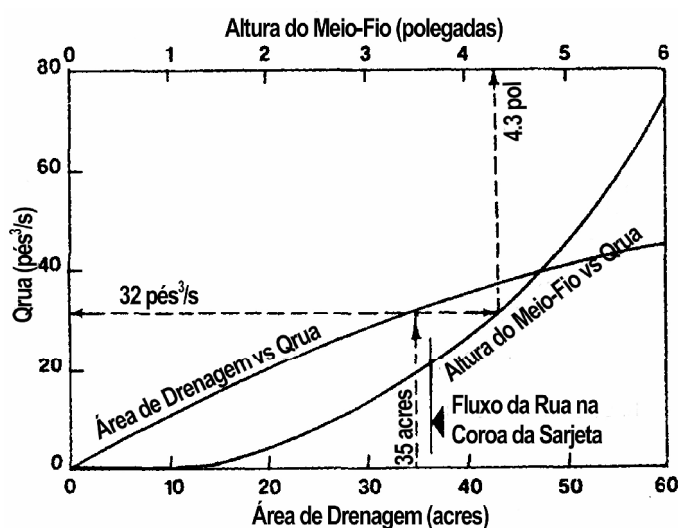
Fonte: D.A.E.E. (1980)

Os dados topográficos disponíveis no aeroporto indicam que, se a tomada d'água do

bueiro extravasor for construída numa altura um pouco abaixo da curva de nível 162,8m, a capacidade de armazenamento disponível entre as cotas topográficas 162,8 m e 163,4 m, será de 6.830 m<sup>3</sup>. O bueiro extravasor com 21” (0,60 m) de diâmetro possui capacidade de descarga suficiente, para que o armazenamento máximo se mantenha com superfície líquida em 2.170 m<sup>2</sup> após 60 min do início do escoamento, para a chuva de Tr = 5 anos. Essa tubulação esvaziaria o reservatório de detenção em 1,5h após o instante do máximo armazenamento. Sem o uso do armazenamento, o diâmetro necessário para o bueiro extravasor seria de 33” (0,80 m) para a chuva de Tr = 5 anos.

WISNER e CHEUNG (1982) descreveram a utilização de sistemas de parques de armazenamento das águas pluviais, em várias localidades na região sul de Ontário – Canadá, para controle das enchentes urbanas, buscando voltar as condições de pré-desenvolvimento das áreas. Discutem o amortecimento máximo, localização ótima, requisitos do controle da entrada, paisagismo, etc, mostrando dois exemplos práticos de parques de armazenamento das águas pluviais, implantados em Ontário – Canadá.

A localização ótima de um parque de armazenamento é definida a partir da relação entre a área de drenagem contribuinte e a profundidade do escoamento nas sarjetas das ruas, conforme indica a Figura 2.26.

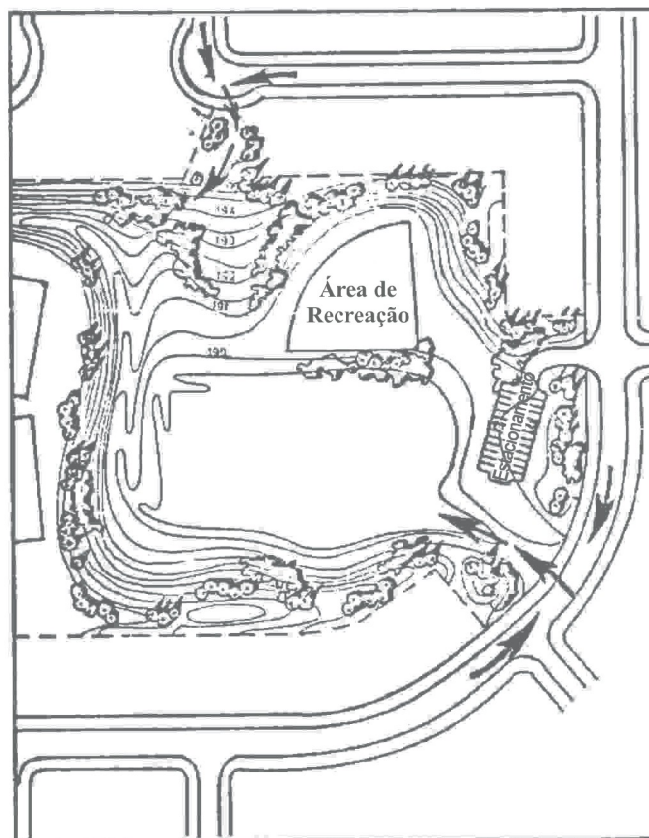


**Figura 2.26** Escoamento nas ruas e profundidades versus área de drenagem contribuinte  
**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)

Mostraram dois exemplos de parques de armazenamento das águas pluviais. Na Figura 2.27 indicam o paisagismo feito na área do parque e na Figura 2.28 as atividades de recreação e lazer no interior da áreas do parque.



**Figura 2.27** Exemplo de paisagismo para um parque de armazenamento das águas pluviais  
**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)



**Figura 2.28** Exemplo de um parque de armazenamento das águas pluviais com área de recreação e lazer  
**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)



Os parques de armazenamento possuem vantagens significativas quando comparados com outras alternativas de armazenamento das águas pluviais, tais como, vales de armazenamento e lagos secos e úmidos. As vantagens estão indicadas na Tabela 2.27.

**Tabela 2.27** Vantagens do parque de armazenamento das águas pluviais com relação a outras alternativas

<b>Característica</b>	<b>Vale de Armazenamento</b>	<b>Lago Úmido</b>	<b>Lago Seco</b>	<b>Parque de Armazenamento</b>
Armazenamento	Contínuo	Contínuo	Frequente	Raro
Estética	Sem importância	Muita importância	Muita importância	Pequena importância
Manutenção	Pequena	Grande	Moderada	Muito pequena
Risco de acidentes	Pequeno	Moderado	Pequeno	Muito pequeno
Custo de implantação	Nenhum	Alto	Alto	Nenhum
Custo de paisagismo	Baixo	Alto	Médio	Médio
Planejamento	Sem importância	Muita importância	Muita importância	Muita importância
Prática	Extensiva	Adequada	Adequada	Limitada
Modelação	Média	Média	Média	Complexa

**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)

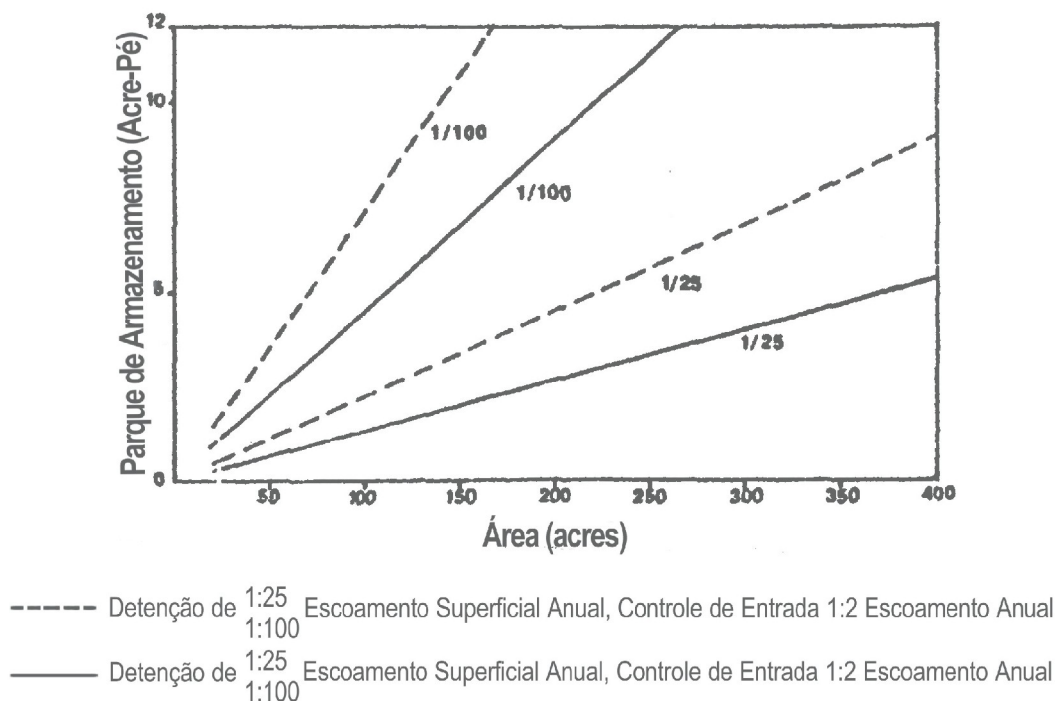
As finalidades dos parques de armazenamento das águas pluviais são: Acomodação dos escoamentos do sistema de macrodrenagem urbana; e, extravasões do sistema de microdrenagem, durante as chuvas intensas críticas.

As vantagens dos parques de armazenamento das águas pluviais, para controle das enchentes urbanas, são as seguintes:

- a.) A detenção superficial não requer área adicional;
- b.) Os problemas de manutenção são desprezíveis. Inundações não são frequentes, as quais ocorrem somente nas chuvas que excedem o tempo de recorrência do sistema de microdrenagem;
- c.) A sobrecarga na rede dos esgotos pluviais, com refluxo das inundações, é eliminada para chuvas com tempo de recorrência de até 100 anos;
- d.) Os escoamentos da macrodrenagem podem ser reduzidos para condições anteriores ao do pré-desenvolvimento da área.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

WISNER e CHEUNG (1982), apresentam na Figura 2.29, o diagrama para o pré-dimensionamento dos parques de armazenamento das águas pluviais da macrodrenagem, para tempos de recorrência de 25 e 100 anos, respectivamente.

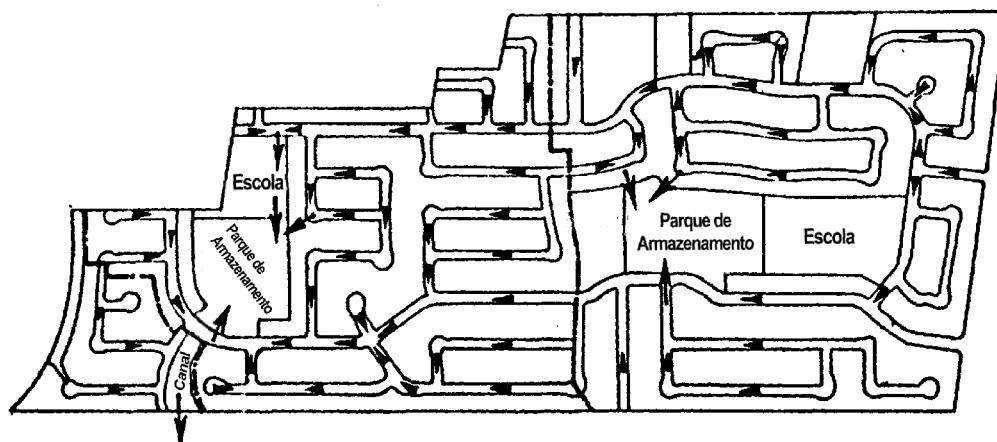


**Figura 2.29** Variação da área do parque de armazenamento das águas pluviais com a área de drenagem da bacia hidrográfica

**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)

O diagrama da Figura 2.29 foi obtido a partir do estudo detalhado de uma série de subdivisões das áreas de drenagem compreendidas entre 50 e 400 acres, tendo uma taxa de impermeabilização média de 30%.

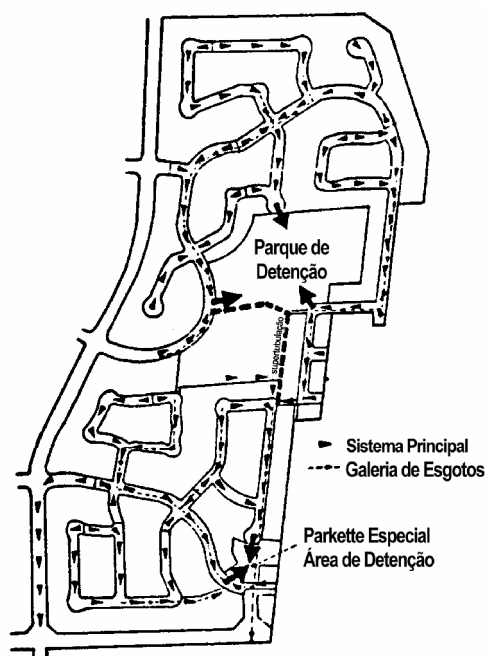
Parques de armazenamento das águas pluviais estão sendo implantados nas áreas de expansão de Ontário – Canadá. A Figura 2.30 mostra uma subdivisão na área de Markham, onde, o controle do escoamento superficial é feito para a macrodrenagem. A rede dos esgotos pluviais das duas áreas descarregam em um canal, dimensionado para as condições de pós-desenvolvimento, com tempo de recorrência  $T_r = 5$  anos. Para tempos de recorrência menores, o sistema de macrodrenagem escoar as águas pluviais aos dois parques de armazenamento.



**Figura 2.30** Subdivisão da área de Markham com parques de armazenamento das águas pluviais na macrodrenagem urbana (Ontário – Canadá)

**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)

Em outra subdivisão feita na área de Markham, indicada na Figura 2.31, as condições de jusante requereram uma redução adicional da vazão máxima do sistema de microdrenagem. Isto foi conseguido implantando-se um pequeno parque próximo da saída, para detenção dos escoamentos que não podiam ser direcionados ao parque de armazenamento principal.



**Figura 2.31** Subdivisão da área de Markam com armazenamentos da micro e macrodrenagem urbana (Ontário – Canadá)

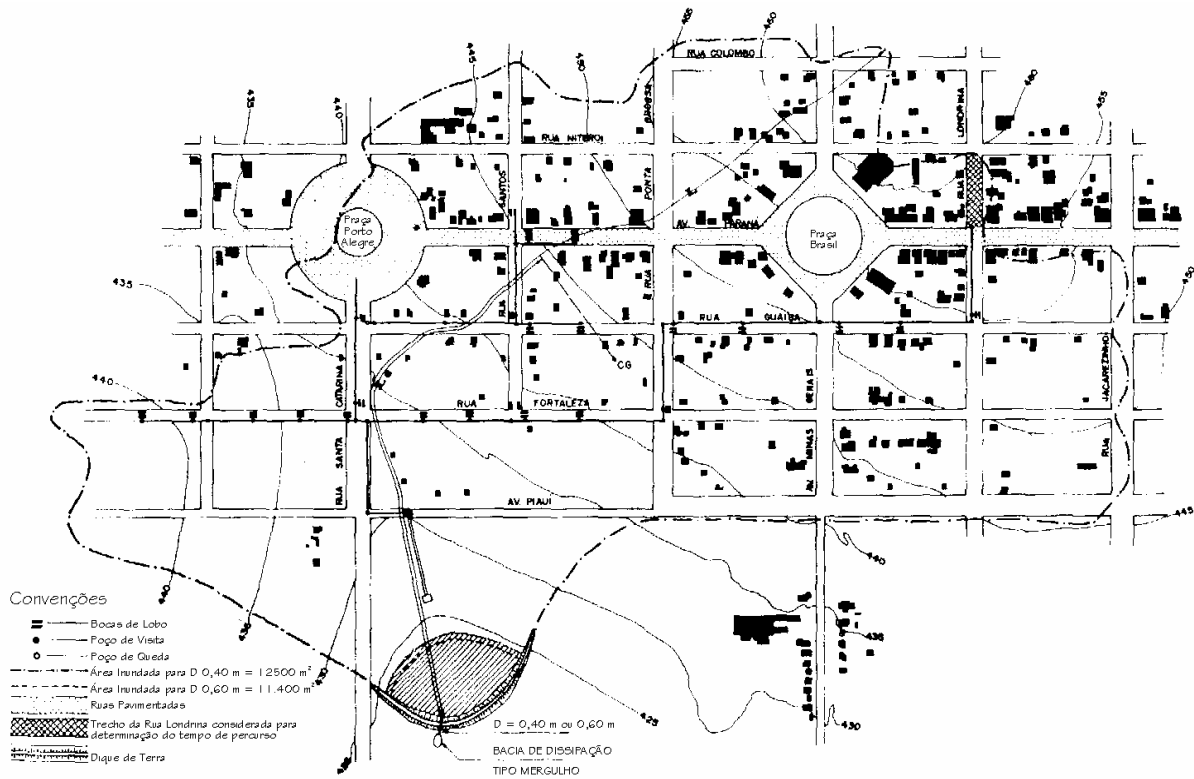
**Fonte:** WISNER e CHEUNG (1982)

Os parques de armazenamento das águas pluviais, indicados nas Figuras 2.27 e 2.28, com paisagismo, foram dimensionados para armazenamento das vazões da macrodrenagem urbana, com 25 anos de tempo de recorrência, e um armazenamento subterrâneo, dimensionado para vazões com até 5 anos de tempo de recorrência.

A macrodrenagem pluvial urbana, segundo FENDRICH (1982), é composta por emissários, poços de visita e/ou de queda, e obras de extremidade, consumindo a maior parcela dos investimentos na implantação dos sistemas de drenagem pluvial urbana. Os emissários, em particular, obras especiais que conduzem águas pluviais para vales receptores estáveis, são responsáveis pelos altos custos dos investimentos, afetados pelas distâncias a serem vencidas, desde a periferia da cidade até aos locais do lançamento final.

Uma forma de reduzir os investimentos é diminuir as dimensões do emissário das águas pluviais ou senão, suprimi-lo de um determinado ponto até o lançamento final no vale receptor. Para que isto seja possível, sem colocar em risco as demais estruturas, e mantendo-se a mesma capacidade do sistema, é armazenando temporariamente as águas provenientes da rede de drenagem, em reservatórios construídos especialmente para este fim.

A pesquisa de FENDRICH (1982), pioneira no Estado do Paraná, denominou o reservatório de detenção das vazões afluentes máximas de “BAMORT” (Bacia de Amortecimento), que detém parte da vazão de uma enchente, descarregando-a paulatinamente no vale receptor das águas pluviais, com a finalidade de reduzir os custos de implantação de um emissário com grande extensão. O estudo foi desenvolvido numa bacia hidrográfica com 0,50 km<sup>2</sup> de área, na Cidade de Planaltina do Paraná, Noroeste do Estado do Paraná, Figura 2.32, objetivando analisar e verificar a adequacidade desta solução, por meio do protótipo implantado no seu principal vale receptor das águas pluviais.



**Figura 2.32** Reservatório de detenção no vale receptor das águas pluviais da Cidade de Planaltina do Paraná – PR  
**Fonte:** FENDRICH (1982)

As principais características do reservatório de detenção para amortecimento das enchentes urbanas, no vale receptor da macrodrenagem pluvial de Planaltina do Paraná – PR, estão indicadas na Tabela 2.28.

**Tabela 2.28** Características do reservatório de detenção no vale receptor das águas pluviais de Planaltina do Paraná - PR

Característica	Barragem de Terra
- Material empregado	Solo local compactado com rolo compactador
- Forma geométrica	Trapezoidal
- Taludes dos paramentos de montante e de jusante	1:1,25
- Comprimento total da crista	182,0 m
- Largura da crista	1,0 m
- Na seção transversal central:	
• Largura da base	6,0 m
• Altura máxima	2,0 m
• Descarregador de fundo	Tubulação de concreto com 0,40 m de diâmetro (n = 0,015; I = 0,1326 m/m)

**Fonte:** FENDRICH (1982)

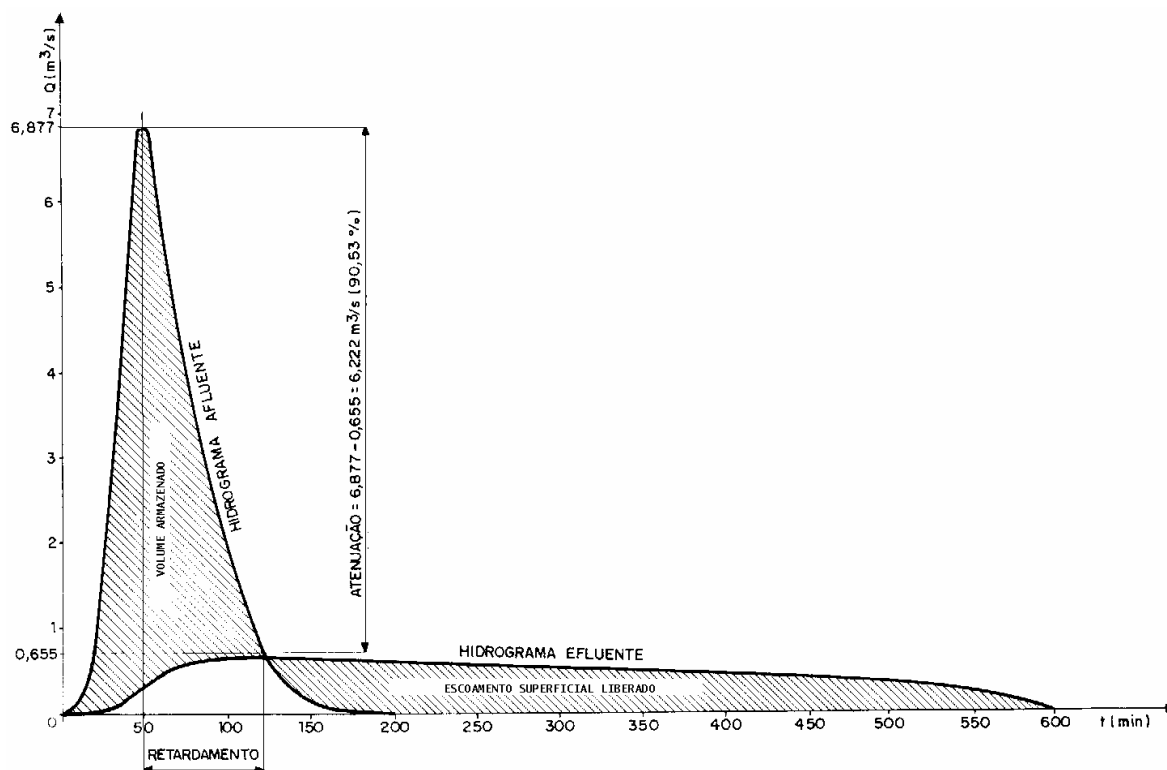
O reservatório de retenção tinha por finalidade suprimir, numa extensão de 3 km, a construção do prolongamento do principal emissário da macrodrenagem urbana da Cidade de Planaltina do Paraná – PR, composto de duas galerias circulares com 1,0 m de diâmetro cada uma. Aplicando o Método Alemão de Müller – Neuhaus, FENDRICH (1982) determinou o comportamento hidrológico-hidráulico do protótipo da bacia de amortecimento – “BAMORT”, implantada pelo “bom senso” da Prefeitura Municipal de Planaltina do Paraná, no seu principal vale receptor da macrodrenagem pluvial, cujos resultados estão resumidos na Tabela 2.29.

**Tabela 2.29** Parâmetros hidrológico-hidráulicos obtidos no reservatório de retenção no vale receptor de macrodrenagem urbana de Planaltina do Paraná –PR

Parâmetro ou Característica	Resultado Obtido
- Área de drenagem contribuinte	$A = 0,50 \text{ km}^2$
- Tempo de concentração	$t_c = 23,5 \text{ min}$
- Tempo de recorrência	$Tr = 10 \text{ anos (macrodrenagem)}$
- Eq. de Chuvas Intensas para $Tr = 10 \text{ anos}$ $i = \frac{59.820}{(t + 50)^{1,49}} \text{ (Jacarezinho – PR)}$	$i_{m\acute{a}x} = 99,10 \text{ mm/h}$
- Coeficiente de escoamento superficial	$C = 0,50$
- Vazão afluente máxima	$Q_a = 6,88 \text{ m}^3/\text{s}$
- Vazão efluente máxima	$Q_e = 0,65 \text{ m}^3/\text{s}$
- Relação de retenção	$\xi = 0,10$
- Fator de retenção	$K = 1,00$
- Volume de retenção necessário	$V = 9.700 \text{ m}^3$
- Área inundada máxima	$A_i = 12.500 \text{ m}^2$

**Fonte:** FENDRICH (1982)

Para o descarregador de fundo tipo bueiro, tubulação circular com 0,40 m de diâmetro, a atenuação máxima obtida no pico da vazão de projeto ( $6,88 \text{ m}^3/\text{s}$ ), foi 90,53%, Figura 2.33, e um tempo de esvaziamento total do reservatório de retenção de 600 min (10 h).



**Figura 2.33** Hidrogramas afluente e efluente para descarregador de fundo tipo bueiro,  $\varnothing = 0,40$  m, para a bacia de detenção no vale receptor de macrodrenagem pluvial de Planaltina do Paraná - PR

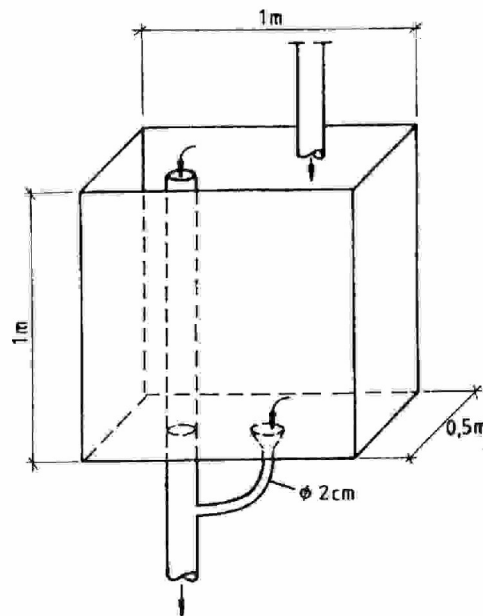
**Fonte:** FENDRICH (1982)

FENDRICH (1982) também analisou no protótipo do reservatório de detenção, a instalação de um descarregador de fundo tipo bueiro, de forma circular com 0,60 m de diâmetro, com vazão efluente máxima  $1,93 \text{ m}^3/\text{s}$ , obtendo um volume de detenção necessário de  $5.400 \text{ m}^3$ , 55% menor do que para o descarregador de 0,40 m de diâmetro. Obteve ainda, uma atenuação significativa da vazão máxima afluente de 71,95% e, tempo de esvaziamento total do reservatório 65% menor do que para o bueiro de 0,40 m de diâmetro, 210 min (3,5 h).

Os resultados da pesquisa demonstraram, há cerca de duas décadas atrás, a adequabilidade da adoção deste tipo de solução, bacia de amortecimento – “BAMORT” (bacia de detenção), reduzindo os grandes investimentos necessários para implantação de novos e/ou ampliação, pela falta de capacidade de escoamento, de emissários em galerias ou ainda, de canais, nos sistemas de macrodrenagem pluvial urbana.



SCHILLING (1982) apresentou microreservatório de retenção das águas pluviais, com capacidade de  $0,5 \text{ m}^3$ , Figura 2.34, conectado ao condutor vertical das águas pluviais provenientes do telhado, contendo duas saídas tubulares na vertical, uma no fundo, com diâmetro reduzido ( $\varnothing = 2 \text{ cm}$ ) e, outra, na parte superior, com mesmo diâmetro do condutor vertical.



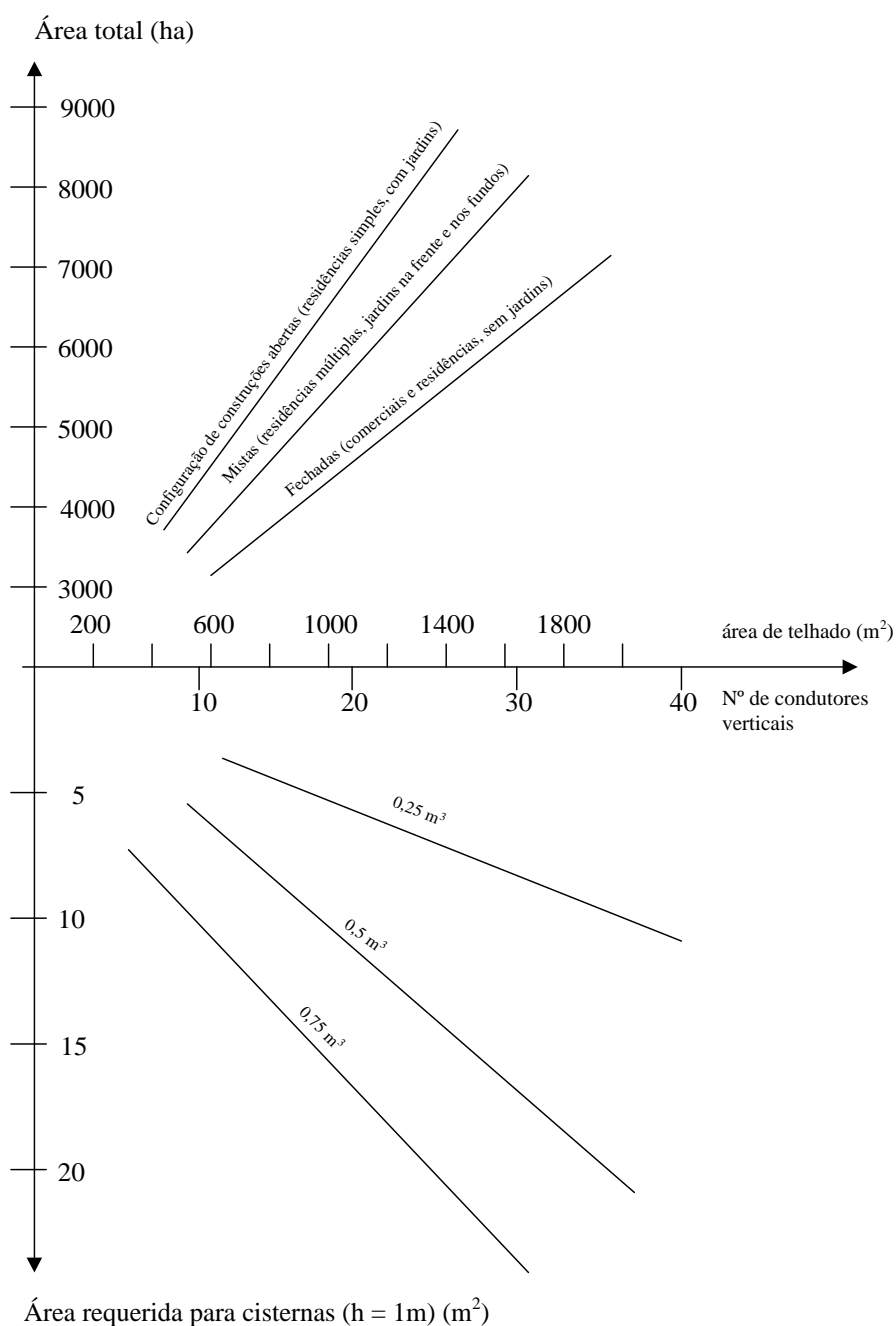
**Figura 2.34** Microreservatório de retenção das águas pluviais com  $0,5 \text{ m}^3$  de capacidade  
**Fonte:** SCHILLING (1982)

Escolheu três áreas residenciais na Cidade de Hildesheim, na Alemanha, com áreas de drenagem de 2,29, 0,65 e 2,69 ha, com taxas de impermeabilização, respectivamente, de 17%, 25% e 29%, calibrando um modelo chuva-vazão (HYSTEM), na área de 2,69 ha, utilizando 45 eventos de chuva máxima com 30 min de duração, ocorridos entre 1960 e 1978.

Da análise feita na área de 2,69 ha, com 29% de taxa de impermeabilização, com a colocação distribuída na área, de 140 microreservatórios de retenção com  $0,5 \text{ m}^3$  de capacidade, e tubulação na saída de fundo com 2 cm de diâmetro, conseguiu uma redução máxima na vazão de pico de 42%.

Com base na análise de diferentes distribuições de reservatórios de retenção das águas

pluviais, com 0,25 e 0,75 m<sup>3</sup> de capacidade, com saídas de fundo com 2,0 e 3,5 cm de diâmetro, SCHILLING (1982) obteve na Figura 2.35, as relações entre a área de drenagem total, área dos telhados, número de condutores verticais, obtendo as áreas necessárias para instalação dos microreservatórios de detenção de 0,25 m<sup>3</sup>, 0,50 m<sup>3</sup> e 0,75 m<sup>3</sup> de capacidade, todos com 1 m de profundidade ( $h = 1$  m).



**Figura 2.35** Área necessária para microreservatórios de detenção de águas pluviais ( $h = 1$  m)  
**Fonte:** SCHILLING (1982)

Com relação a utilização de dispositivos de retenção das águas pluviais, WISNER e CHEUNG (1982) relatam que na Primavera de 1980, a American Public Works Association Research Foundation (Fundação de Pesquisas da Associação Americana de Obras Públicas), realizou uma pesquisa em todos os órgãos públicos dos Estados Unidos da América e partes do Canadá para verificar, na prática do planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos, a utilização do armazenamento temporário das águas pluviais, por meio de dispositivos de retenção.

Duzentos e dezenove órgãos públicos responderam que tinham dispositivos de retenção das águas pluviais. Foram tabulados 12.683 dispositivos de retenção, numa média aproximada de 58 por comunidade. Cerca de 40% das comunidades sem dispositivos de retenção das águas pluviais, responderam que estavam sendo construídos, estavam em fase de planejamento, ou, tinham sido considerados como item prioritário num futuro próximo.

O tipo de dispositivo mais comum é o reservatório de retenção seco, o qual armazena o excesso do escoamento durante e logo após as chuvas. Quando está seco, este tipo de dispositivo é algumas vezes utilizado para recreação, tais como basebol, futebol, e outras atividades. O segundo dispositivo em popularidade, é o armazenamento com pequenas profundidades, nas áreas de estacionamento, onde as águas pluviais são armazenadas num curto período de tempo, durante e após a chuva. Muitos dos dispositivos de retenção das águas pluviais apresentam um benefício adicional, auxiliam na recarga das águas subterrâneas. Armazenamento nas coberturas das edificações é largamente difundido, mas é menos popular do que os tipos precedentes. O vazamento da água armazenada no telhado da edificação é um risco que muitos proprietários e arquitetos se recusam a aceitar.

Comunidades que possuíam dispositivos de retenção das águas pluviais, relatam que 378 delas tinham o propósito de usos múltiplos. Para infiltração no solo, 1.513 dispositivos de retenção eram usados para recarga das águas subterrâneas. Desses últimos, 61% eram

localizados em propriedades particulares. Vinte e três instalações de pavimentos porosos foram relatados com a finalidade de promover a infiltração das águas pluviais. Oito dessas pavimentações foram construídas com asfalto poroso, doze utilizando blocos de concreto vazados, e três de materiais não especificados.

Os principais requisitos e critérios adotados pelos órgãos públicos pesquisados, na detenção das águas pluviais da drenagem urbana, foram:

1.) Armazenamento do escoamento superficial nas ruas: Cerca de 50% dos órgãos públicos relataram que nos projetos das ruas permitiam alguma inundação. As profundidades de inundação nas sarjetas variaram de 15 até 20 cm.

2.) Requisitos de projeto: A chuva de projeto deve ser especificada e, os métodos utilizados na avaliação dos hidrogramas afluente e efluente devem ser aceitos tanto pelos projetistas como pelos órgãos responsáveis da drenagem urbana, e, os requisitos das estruturas de controle da saída, juntamente com as condições de segurança em situações emergenciais, devem ser especificados.

3.) Chuva de projeto: Na determinação da capacidade necessária de armazenamento do dispositivo de detenção, a chuva de projeto com 100 anos de tempo de recorrência é a mais comum, seguida pela de 10 anos, e então, da chuva com 25 anos de tempo de recorrência.

4.) Determinação do hidrograma afluente: Na pesquisa foram identificados mais de 45 métodos hidrológicos diferentes para determinação dos hidrogramas afluentes e, além desses, provavelmente, muitos outros foram usados.

Outras metodologias aceitas foram, em ordem de preferência: O hidrograma unitário baseado em dados observados; Método Racional Modificado; Método da Curva Número (CN), do Soil Conservation Service (Serviço de Conservação de Solos) dos E.U.A.; Métodos do hidrograma unitário sintético; e Modelos de simulação chuva-vazão. Este último, aceito por cerca de 40% das comunidades técnicas que responderam.

5.) Requisitos da estrutura de saída: Cerca de 65% das comunidades técnicas responderam que são necessárias estruturas emergenciais para os extravasamentos nos dispositivos de detenção; 25% achavam necessário canais de desvio (“by-passes”) e, apenas 10% achavam necessárias bacias acumuladoras de sedimentos para remoção subsequente.

6.) Segurança: Padrões de segurança para dispositivos de detenção, surpreendentemente, não foram considerados pela maioria das comunidades técnicas pesquisadas. De fato, apenas 40% delas estabeleceram critérios de segurança.

7.) Problemas de manutenção: Os três maiores problemas de manutenção identificados na pesquisa foram: a.) Crescimento de ervas daninhas; b.) Manutenção da grama; c.) Controle da sedimentação. Outros problemas listados, em ordem decrescente de severidade, foram: Deterioração da margem; proliferação de mosquitos; entupimentos da saída; superfícies impermeáveis devidas a colmatação e poluição da água.

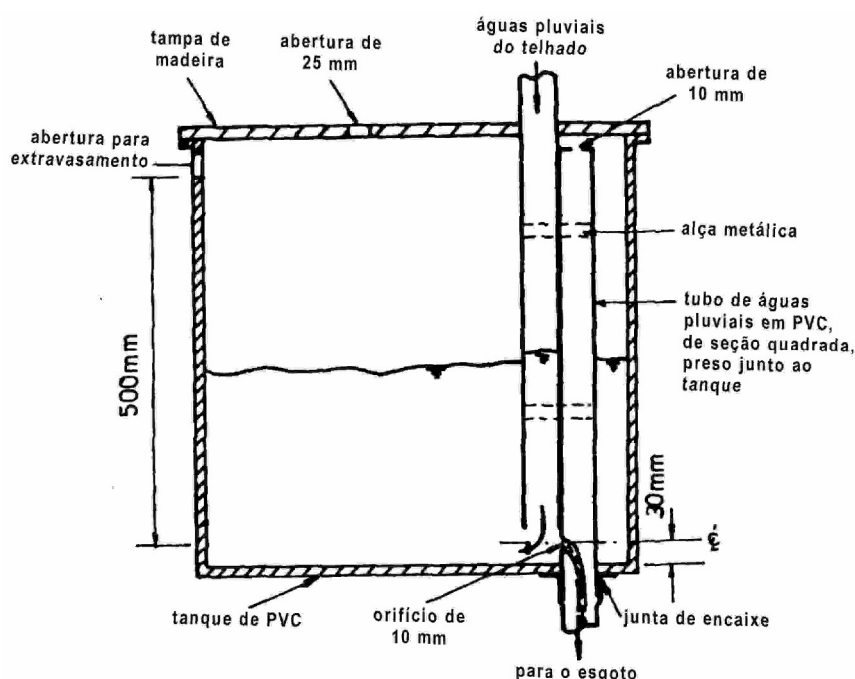
BALMFORTH e BAILEY (1985) desenvolveram um estudo piloto na Universidade Politécnica de Sheffield–Inglaterra, para pesquisar a viabilidade do emprego do armazenamento das águas pluviais coletadas de telhados, em pequenos reservatórios de detenção domiciliares, conectados ao telhado da casa por um condutor vertical, visando a redução das vazões máximas do escoamento superficial.

Um levantamento de campo nas construções das casas na Inglaterra, indicou que as casas novas eram separadas entre si ou semi-separadas, possuindo dois condutores verticais, um drenando o telhado na área frontal e outro na parte dos fundos da casa. As inclinações dos telhados, em geral, eram construídos na faixa de 25° a 45° e, as calhas e condutores verticais das águas pluviais projetados de acordo com o Padrão Britânico BS-6367, com capacidade de escoar uma chuva de projeto de até 75 mm/h de intensidade.

A vazão escoada do telhado é limitada pelas capacidades das calhas e dos condutores verticais das águas pluviais, de modo que uma calha semi-circular de 12,5 cm de diâmetro,

poderá drenar para um condutor vertical, uma área de telhado padrão com 50 m<sup>2</sup>.

No estudo foi utilizado um reservatório de PVC, de baixo preço comercial, com dimensões de (116,8 x 58,4 x 58,4)cm, com profundidade efetiva de 50 cm e volume útil de 340 l, indicado na Figura 2.36.



**Figura 2.36** Seção transversal do reservatório protótipo de PVC, para detenção das águas pluviais de telhados ( $V = 0,34 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** BALMFORTH e BAILEY (1985)

Para o telhado padrão com 50 m<sup>2</sup> de área foram simuladas chuvas máximas com durações de 15, 30 e 60 min, para tempo de recorrência  $T_r = 2$  anos, e coeficiente de escoamento superficial  $C = 1,0$ . Um orifício com 1,0 cm de diâmetro foi utilizado para restringir a vazão máxima de saída do reservatório em 0,17 l/s, para o volume de armazenamento correspondente a chuva máxima de 15 min. As chuvas de 30 e 60 min de duração causaram pequenas extravasões, as quais foram consideradas aceitáveis.

No início do escoamento das águas pluviais no condutor vertical, estas passam diretamente sobre a face do orifício extravasor, a fim de remover qualquer entulho que tenha se acumulado na seção transversal deste, durante o esvaziamento do reservatório devido a chuva anterior.

O custo total do reservatório protótipo de retenção das águas pluviais foi 75 Libras Esterlinas\*, constituído de 35 Libras os materiais, 30 Libras a construção e 10 Libras Esterlinas o custo da instalação. Desta maneira, 2 tanques por propriedade custariam 150 Libras Esterlinas, os quais poderiam ser reduzidos em 40%, caso fossem produzidos e instalados em grande escala, ou seja, 2 reservatórios de retenção das águas pluviais por casa, custariam cerca de 90 Libras Esterlinas para o proprietário.

BALMFORTH e BAILEY (1985) relatam que realizaram duas séries de testes no reservatório protótipo de retenção, Figura 2.36, para condições de escoamento permanente, obtendo:

$$Q = 1,1108 \times 10^{-5} h^{0,452} \quad (2.31)$$

Onde:  $Q$  = vazão através do orifício extravasor ( $m^3/s$ );

$h$  = carga hidráulica acima da linha de centro do orifício (mm).

O volume de água armazenado no reservatório, para várias cargas hidráulicas:

$$h = 2.058,18 V^{1,01} \quad (2.32)$$

Onde:  $V$  = volume armazenado no reservatório ( $m^3$ ).

Relacionando as Equações (2.31) e (2.32) obtém-se o volume de armazenamento no reservatório protótipo:

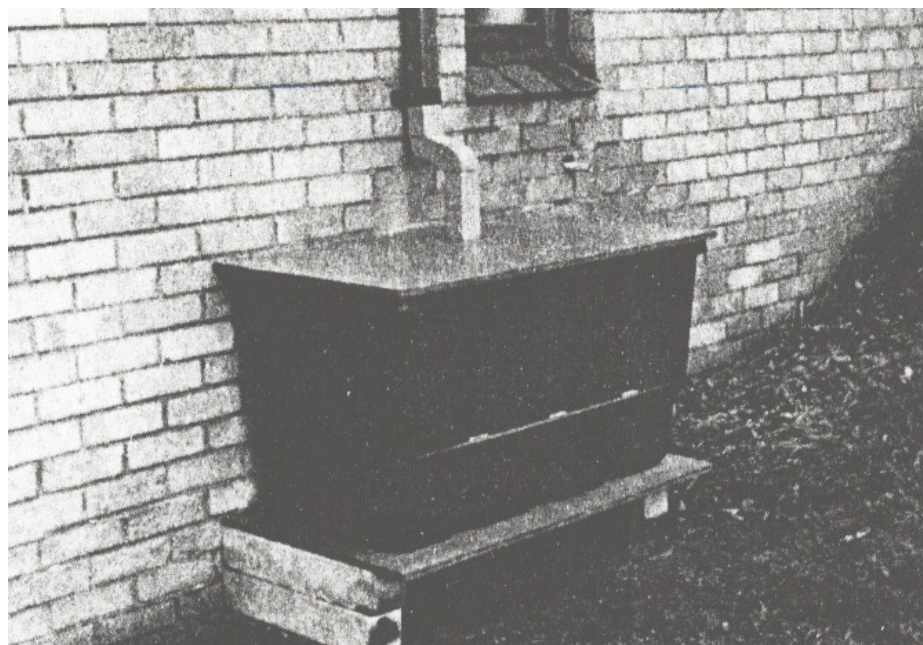
$$V = 3,663 \times 10^7 Q^{2,19} \quad (2.33)$$

---

\* 1 Libra Esterlina = R\$ 2,89 (25/01/01)

Onde:  $V$ ;  $Q$  = definidos anteriormente.

O objetivo dos experimentos em campo, com o reservatório protótipo de retenção das águas pluviais, foi o estabelecimento das propriedades de auto-limpeza do orifício extravasor, a fim de avaliar os efeitos do vandalismo e do congelamento da água. O reservatório de retenção foi instalado sob um condutor vertical, drenando um telhado com 50 m<sup>2</sup> de área, sobre uma pequena e moderna casa estudantil. O local da instalação do reservatório tinha acesso aberto para as pessoas, numa área com jardim arborizado (Figura 2.37).



**Figura 2.37** Experimentos de campo com o reservatório protótipo de retenção das águas pluviais, na Universidade Politécnica de Sheffield (Inglaterra)

**Fonte:** BALMFORTH e BAILEY (1985)

O reservatório de PVC pode ser carregado por dois homens, nivelado sobre blocos de concreto, e, instalado em meia hora. Na parte superior, a tampa da cobertura em madeira, é dotada de uma pequena abertura para monitoramento das profundidades. A partir da instalação, em Outubro de 1983, o reservatório de retenção ficou sob monitoramento por um período de nove meses. Durante esse período, não ocorreu nenhum bloqueio do orifício



extravasor, apesar de terem caído muitas folhas das árvores e, nenhum efeito adverso com congelamento da água (qualquer água congelada no fundo do tanque não obstrui a entrada do orifício extravasor). O reservatório de detenção era inspecionado duas vezes por dia e, durante todo o período de monitoramento, não ocorreram extravasamentos nem problemas com vandalismo.

BALMFORTH e BAILEY (1985), para avaliarem o potencial de instalação de reservatórios de detenção das águas pluviais, simularam seus efeitos numa área piloto, utilizando uma versão modificada do Método do Hidrograma do Instituto de Hidrologia Wallingford. Para avaliar os efeitos dos reservatórios de detenção das águas pluviais dos telhados, foi gerado um hidrograma padrão por meio de dez simulações, utilizando a propagação do escoamento não-linear em reservatórios.

Consideraram que um reservatório de armazenamento seria suficiente para drenar toda a área do telhado padrão com  $50 \text{ m}^2$ . Transformando as unidades da Equação (2.33), em mm/h para o escoamento e mm/50m<sup>2</sup> para o armazenamento, obtiveram a expressão:

$$V = 0,017 Q^{2,19} \quad (2.34)$$

Onde: V = volume de armazenamento do reservatório de detenção das águas pluviais (mm/50m<sup>2</sup>);

Q = vazão gerada pelo telhado padrão (mm/h).

Para avaliarem os efeitos da instalação dos reservatórios de detenção das águas pluviais, obtiveram dados de um loteamento tipicamente residencial, construído entre 1981 e 1984, constituído por casas semi-separadas, principalmente, e de poucas casas separadas entre si.

A área contribuinte total do loteamento de 12 ha (19% de áreas impermeáveis e 13% a inclinação dos telhados), era drenada por um sistema separador, composto de 46 trechos de galerias de águas pluviais, tendo um tempo de concentração de 7,8 min.

A Tabela 2.30 mostra os valores da vazão máxima e do volume escoado superficialmente, na saída da bacia hidrográfica, obtidos para uma chuva de projeto com tempo de recorrência  $Tr = 2$  anos, para três condições: a.) Sem a instalação dos reservatórios de retenção; b.) Todos os condutores verticais das águas pluviais conectados a reservatórios de retenção; c.) Todos os condutores verticais das águas pluviais desconectados do sistema.

**Tabela 2.30** Efeitos da instalação de reservatórios de retenção das águas pluviais em loteamento residencial na Inglaterra

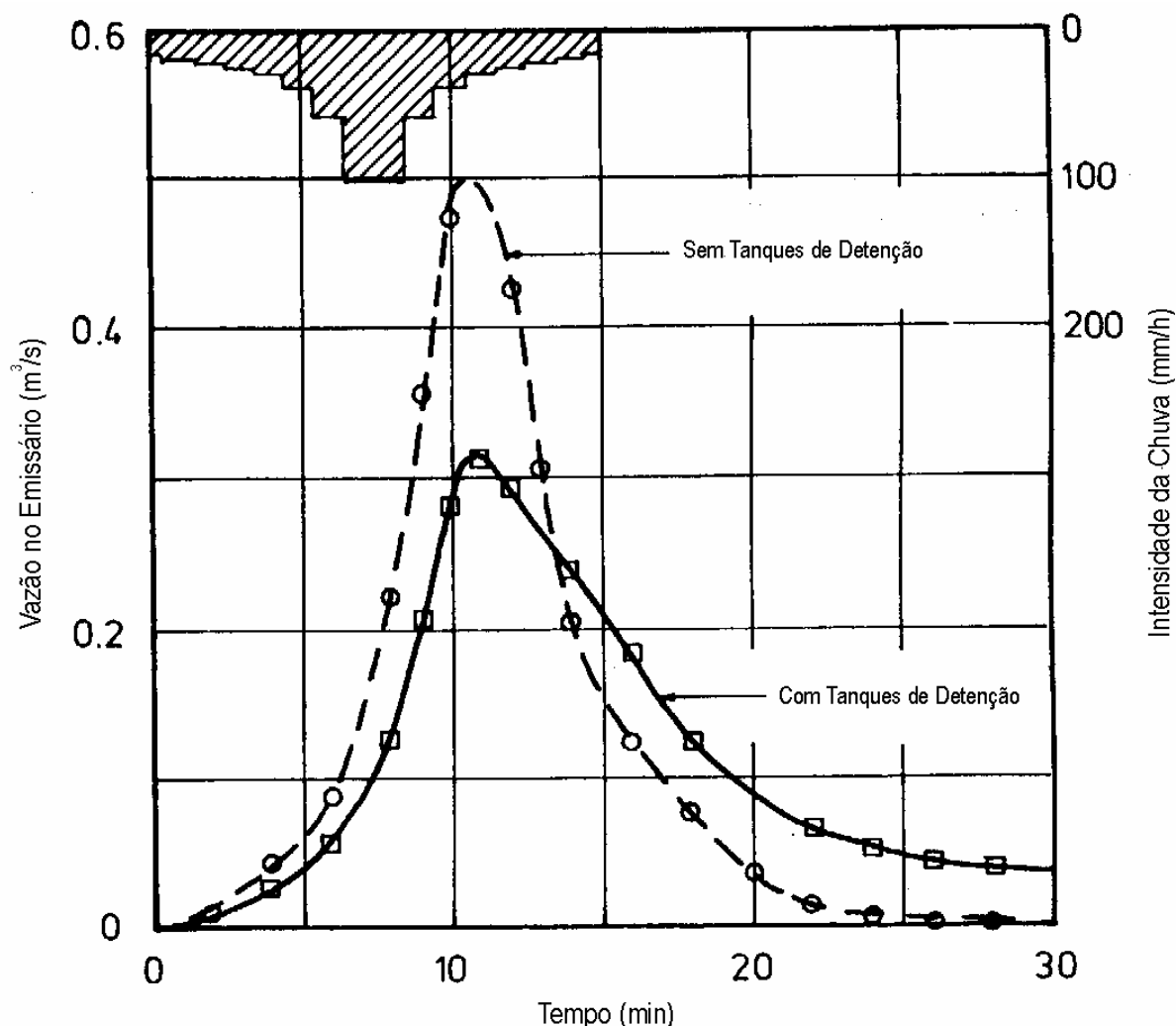
Condição	Duração da Chuva <sup>(+)</sup> (min)	Vazão Máxima (m <sup>3</sup> /s)	Volume Escoado <sup>(*)</sup> (m <sup>3</sup> )
Sem reservatórios de retenção	15	0,497	210
	30	0,442	272
	60	0,332	340
Reservatórios de retenção em todas as casas do loteamento	15	0,314	209
	30	0,288	259
	60	0,226	267
Todos os condutores verticais das águas pluviais desconectados	15	0,231	101
	30	0,207	130
	60	0,157	162

(+) Tempo de recorrência  $Tr = 2$  anos

(\*) Volume escoado na 1ª hora no emissário do loteamento

**Fonte:** BALMFORTH e BAILEY (1985)

Para reservatórios de retenção das águas pluviais, instalados em todas as casas do loteamento, a redução ocorrida no pico das vazões foram, respectivamente, iguais a 37%, 35% e 32%, para as durações da chuva correspondentes a 15 min, 30 min e 60 min. Na Figura 2.38 é mostrado o efeito da redução nas vazões do hidrograma resultante da chuva de 15 min de duração e  $Tr = 2$  anos, promovido pela instalação dos reservatórios de retenção das águas pluviais em todas as casas do loteamento residencial.



**Figura 2.38** Redução nas vazões do hidrograma de um loteamento residencial com 12 ha, para uma chuva de projeto de 15 min e  $T_r = 2$  anos, na Inglaterra, com todas as casas possuindo reservatório de retenção  
(Reservatório de retenção:  $V = 0,34 \text{ m}^3$ ; Orifício extravasor  $\varnothing = 1,0 \text{ cm}$ )

**Fonte:** BALMFORTH e BAILEY (1985)

BALMFORTH e BAILEY (1985) mostraram, por meio do estudo prático, que pequenos volumes de armazenamento em reservatórios de retenção domiciliares, conectados aos condutores verticais de águas pluviais, escoadas em telhados, tem baixo custo de instalação e um meio muito eficiente na redução dos picos de vazão nos sistemas de drenagem urbana, quando comparados com os meios convencionais de redução ou atenuação do escoamento superficial das águas pluviais.

Na simulação computacional, a área total dos telhados no loteamento residencial,

1,58 ha, foi drenada para 320 reservatórios de detenção, num custo total de 24.000 Libras Esterlinas. Para obter a mesma redução da vazão máxima no emissário das águas pluviais do loteamento residencial, usando um único reservatório de detenção subterrâneo, o mesmo requereria uma capacidade de armazenamento de 85 m<sup>3</sup>, a um custo de 34.000 Libras Esterlinas, cerca de 42% superior ao armazenamento distribuído das águas pluviais, excluindo-se os custos indiretos.

A fim de serem aceitos pela população, os reservatórios de detenção das águas pluviais coletadas dos telhados, visualmente, não deverão ser anti-estéticos e, deverão funcionar, satisfatoriamente, por longos períodos sem manutenção. Limitando o volume total do reservatório de detenção domiciliar abaixo de 500 litros e, usando um orifício extravasor especialmente projetado para o seu esvaziamento, os pesquisadores demonstraram que estes reservatórios satisfizeram os dois requisitos.

Embora os valores na Tabela 2.30 indiquem maiores reduções das vazões máximas no emissário das águas pluviais do loteamento residencial, para a condição dos condutores verticais desconectados do sistema, os pesquisadores não acreditam, no presente momento, que esta solução seja aceita, mormente, nas bacias hidrográficas com solos de baixa permeabilidade e, portanto, pequena capacidade de infiltração das águas pluviais.

WORLD WATER (1987) relata que nas maiores cidades do Japão, a detenção das águas pluviais é feita em túneis armazenadores, embaixo das ruas e avenidas, para o controle das enchentes urbanas. O Japão se situa na região das monções da Ásia, que o torna local suscetível a chuvas torrenciais entre os meses de Maio a Novembro, causando lixiviação das montanhas e transportando os sedimentos para o mar. Vários rios atravessam Tóquio e Osaka, esta conhecida como “Cidade das Águas”.

Nas maiores cidades japonesas, o perigo das enchentes urbanas é sério, que a Cidade de Osaka executou projeto de um rio subterrâneo reservatório, para contenção das enchentes

até que os rios baixem os seus níveis máximos. O projeto do rio subterrâneo Hirano, elaborado para proteger o distrito sudeste de Osaka, foi iniciado em 1980 e terminado em 1981 e, a sua construção iniciada em 1982 e terminado nos anos seguintes. O primeiro túnel reservatório, com 10 m de diâmetro e 1280 m de comprimento, foi concluído em Março de 1987. O segundo tem o mesmo diâmetro e extensão de 600 m. A primeira fase concluída possibilitou uma capacidade de armazenamento de  $100.000 \text{ m}^3$ , enquanto a segunda terá mais  $40.000 \text{ m}^3$  de capacidade. Os dois túneis reservatórios tem uma profundidade de 22 m e declividade de fundo de 0,00033 m/m.

A utilização de túneis como reservatórios de detenção é crucial para o controle das enchentes urbanas, desde que a vazão seja maior do que a capacidade de escoamento do rio. As águas pluviais são armazenadas temporariamente no subsolo, até os rios baixarem seus níveis d'água máximos. A partir desse momento, as águas serão bombeadas até o restabelecimento do nível normal de controle. As águas pluviais são descarregadas no Rio Hirano e, deste para o mar, por meio da estação de bombeamento Hirano – Ichitachi, onde bombas submersíveis com capacidade de bombeamento de  $60 \text{ m}^3/\text{s}$ , alimentam duas adutoras de 0,50 m e duas adutoras de 0,30 m de diâmetro. O sistema de túneis reservatórios de detenção das águas pluviais beneficia na Cidade de Osaka, 99% da população, 2,6 milhões de habitantes.

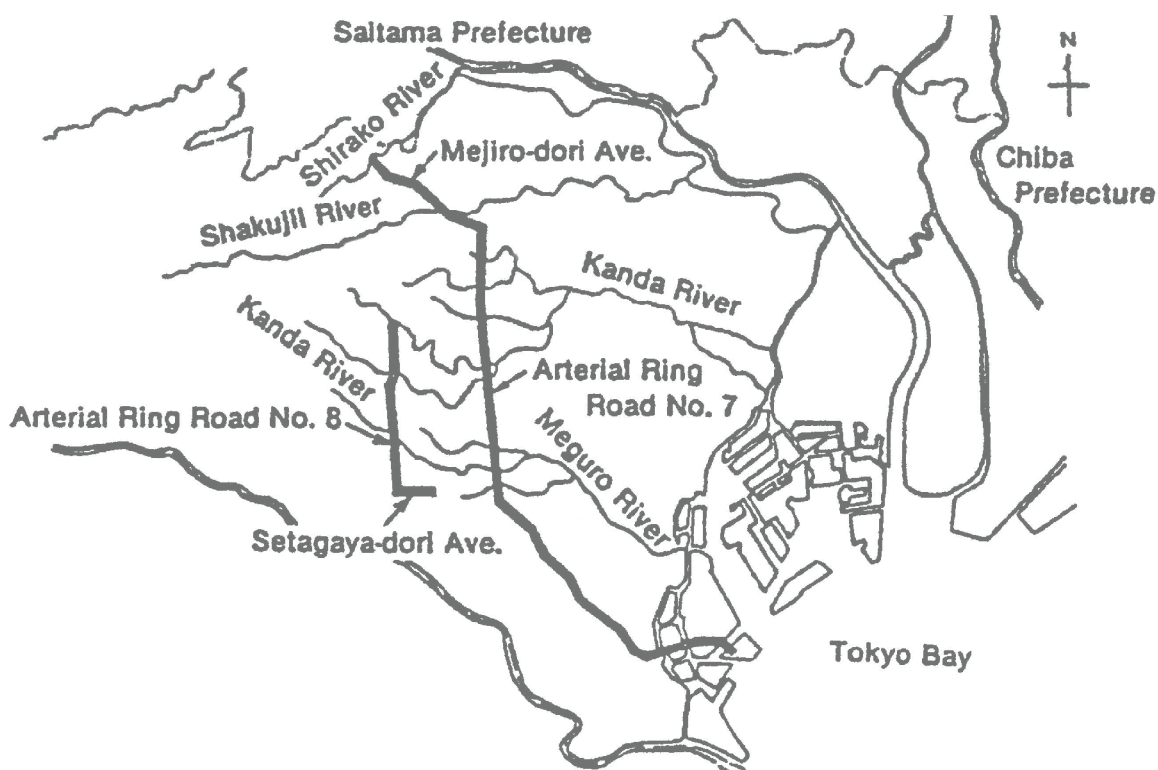
Em Tóquio, segundo WORLD WATER (1987), moram 11,8 milhões de pessoas em  $2.160 \text{ km}^2$  de área, onde as águas pluviais necessitam de bombeamento, porque a região se situa próxima ao nível do mar. O sistema ainda precisa das barragens de detenção ao longo da drenagem dos 124 rios que atravessam a área metropolitana.

O sistema de drenagem se estende do Rio Shirako até a Baía de Tóquio, numa extensão total de 30 km, ao longo da Rodovia Arterial Nº 7, do Anel Rodoviário de Tóquio. As águas pluviais escoam por um poço de 12,5 m de diâmetro e 40 m de profundidade, para o

túnel reservatório subterrâneo, com declividades de fundo variando de 0,001 m/m até 0,0005 m/m.

Ao contrário do projeto do Rio Hirano em Osaka, os 9 km do projeto do Rio Kanda Gawa é uma escavação a céu aberto, ao longo da Rodovia Arterial N° 8, do Anel Rodoviário de Tóquio, escoando as águas pluviais para os rios de maior largura, em espaços que armazenam águas das enchentes até seus níveis voltarem ao normal.

Além desses dois reservatórios de detenção, existem na Região Metropolitana de Tóquio, mais 13 reservatórios de regularização das vazões de enchentes, que juntos tem capacidade total de armazenamento de 2.200.000 m<sup>3</sup>. O sistema completo, Figura 2.39, tem capacidade de amortecer as vazões máximas geradas por chuvas intensas de até 75 mm/h.



**Figura 2.39** Túneis reservatórios de detenção e reservatórios de regularização de enchentes na Região Metropolitana de Tóquio (Volume de armazenamento =  $2,2 \times 10^6$  m<sup>3</sup>)

**Fonte:** WORLD WATER (1987)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

HORN (1987) desenvolveu um procedimento muito prático de dimensionamento dos reservatórios de retenção das águas pluviais. Desenvolveu um gráfico adimensional que fornece a eficiência no amortecimento da vazão afluente máxima, em função das vazões efluentes máximas desejadas, para extravasores tipo vertedor e orifício, respectivamente.

Assumiu que a razão de amortecimento na vazão de pico,  $R$ , está relacionada com quatro parâmetros:

$$R = f(t_p, Q_a, K, \alpha) \quad (2.35)$$

onde  $t_p$  e  $Q_a$  caracterizam o hidrograma afluente, e os parâmetros  $K$  e  $\alpha$  caracterizam o armazenamento e o tipo de extravasor do reservatório de retenção das águas pluviais.

Dimensionalizou a Equação (2.35):

$$R = f\left(\frac{K \cdot Q_a^{\alpha-1}}{t_p}\right) = f(N_r) \quad (2.36)$$

com o grupo de parâmetros expresso em função de  $N_r$ , denominado de “número de propagação”. A Equação (2.36) indica que todas as combinações de  $t_p$ ,  $Q_a$ ,  $K$  e  $\alpha$  resultam num valor semelhante de  $N_r$ , para um mesmo valor da razão de amortecimento  $R$ .

Para chegar a esta conclusão, HORN (1987) realizou inúmeras computações, utilizando várias séries de hidrogramas afluentes propagados na bacia de retenção, com extravasão por vertedor e por orifício, por meio da equação de propagação de enchentes em reservatórios.

Generalizando a expressão de  $N_r$ , Equação (2.36) como uma função dos parâmetros  $t_p$ ,  $Q_a$ ,  $K$  e  $\alpha$ , para uma configuração específica do reservatório de retenção, armazenamento



versus vazão ( $V = K Q^\alpha$ ), em papel logarítmico, é obtida uma linha reta, podendo ser usada na determinação dos valores de  $K$  e  $\alpha$ , e portanto, o valor de  $N_r$  poderá ser obtido diretamente, para um hidrograma afluente ao reservatório.

Utilizando para extravasor do reservatório vertedor ou orifício, as equações que definem suas características e a expressão de  $N_r$ , são as seguintes:

### 1. Vertedor:

$$Q_e = C_w \cdot L_w \cdot H^{3/2} \quad (2.37)$$

$$N_r = \frac{a \cdot Q_a^{(2m/3-1)}}{(C_w \cdot L_w)^{2m/3} \cdot t_p} \quad (2.38)$$

Onde:  $Q_a$  = vazão afluente máxima ao reservatório de detenção;

$Q_e$  = vazão efluente máxima do reservatório de detenção;

$C_w$  = coeficiente de descarga do vertedor;

$L_w$  = largura do vertedor;

$H$  = carga hidráulica sobre o vertedor;

$N_r, t_p$  = definidos anteriormente;

$a, m$  = parâmetros definidos na relação nível de água x armazenamento ( $V = a h^m$ ).

### 2. Orifício:

$$Q_e = C_d \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{1/2} \quad (2.39)$$

$$N_r = \frac{a \cdot Q_a^{(2m-1)}}{(1,1107 \cdot g^{1/2} \cdot C_d)^{2m} \cdot D^{4m} \cdot t_p} \quad (2.40)$$

Onde:  $C_d$  = coeficiente de descarga do orifício;

$H$  = carga hidráulica acima da linha de centro do orifício;

$D$  = diâmetro do orifício;

$g$  = aceleração da gravidade;

$Q_a$ ;  $Q_e$ ;  $N_r$ ;  $a$ ;  $m$ ;  $t_p$  = definidos anteriormente.

Para simplificar as expressões de  $N_r$ , HORN (1987) assumiu que o armazenamento variava linearmente com o nível de água no reservatório de detenção. Com esta consideração,  $m = 1$ ,  $a = A$  (área do espelho d'água do reservatório),  $\alpha = 2$  para extravasor tipo orifício e  $\alpha = 2/3$  para extravasor tipo vertedor. Portanto, as Equações (2.39) e (2.40) ficarão:

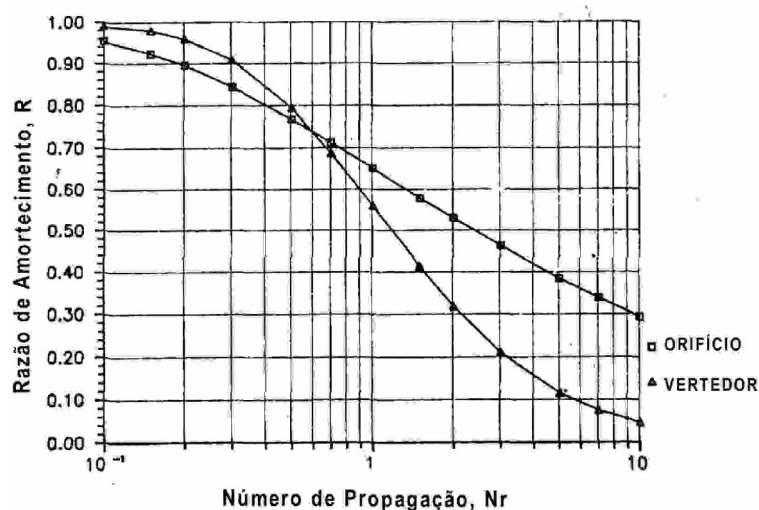
$$N_r = \frac{A}{(C_w \cdot L_w)^{2/3} \cdot Q_a^{1/3} \cdot t_p} \quad (\text{vertedores}) \quad (2.41)$$

$$N_r = \frac{0,8106 \cdot A \cdot Q_a}{C_d^2 \cdot D^4 \cdot t_p \cdot g} \quad (\text{orifícios}) \quad (2.42)$$

Onde:  $A$  = área inundada máxima do reservatório;

$N_r$ ;  $Q_a$ ;  $C_w$ ;  $C_d$ ;  $L_w$ ;  $D$ ;  $t_p$ ;  $g$  = definidos anteriormente.

Na consideração de  $m = 1$ , as duas equações acima, são usadas conjuntamente com as duas curvas indicadas na Figura 2.40.



**Figura 2.40** Curvas de propagação para reservatórios de detenção, com relação linear (profundidade x armazenamento), para extravasores tipo vertedor e orifício  
**Fonte:** HORN (1987)

Inicialmente, o projetista deverá selecionar as características do reservatório de detenção, para estabelecer o amortecimento desejado na vazão afluente máxima. Um procedimento prático e simples, para determinar as áreas e profundidades necessárias dos reservatórios de detenção das águas pluviais, foi estabelecido por HORN (1987), a partir da Equação (2.36), fazendo:  $K = a b^{-\alpha}$ ;  $b = Q_e h^{-n}$ ;  $a = A$  e  $R = Q_e/Q_a$ , obtendo:

$$V = A \cdot h = N_r \cdot R^{\alpha} \cdot t_p \cdot Q_a \quad (2.43)$$

Onde:  $V$  = volume de armazenamento máximo do reservatório de detenção;

$A$  = área inundada máxima do reservatório de detenção;

$h$  = profundidade de água máxima no reservatório de detenção;

$N_r$  = número de propagação;

$R$  = razão de amortecimento da vazão de pico;

$t_p$  = tempo de pico do hidrograma afluente;

$Q_a$  = vazão afluente máxima ao reservatório de detenção;

$\alpha = 2/3$  para extravasor tipo vertedor e  $\alpha = 2$  para o extravasor tipo orifício.

Especificando a razão de amortecimento da vazão de pico,  $R$ , para o hidrograma afluente com  $Q_a$  e  $t_p$ , a Figura 2.40 é usada para determinar o número de propagação  $N_r$ , e portanto, a Equação (2.43) define o valor do produto  $A \cdot h$  e, o projetista de acordo com as condições do local, buscará a otimização das duas principais características do reservatório de detenção das águas pluviais.

Apresenta um exemplo dos procedimentos, para dimensionamento de um reservatório de detenção com extravasor tipo orifício, com coeficiente de descarga  $C_d = 0,60$ . No caso, considerou  $Q_a = 2 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $t_p = 30 \text{ min}$  ( $= 1.800 \text{ s}$ ), com vazão efluente máxima  $Q_e = 1,3 \text{ m}^3/\text{s}$ .

A razão de amortecimento  $R$  é obtida por:

$$R = \frac{Q_e}{Q_a} = \frac{1,3}{2,0} = 0,65$$

Na Figura 2.40, para  $R = 0,65$  e a curva do extravasor tipo orifício, obtém-se o número de propagação  $N_r = 1,0$ . Pela Equação (2.43) tem-se o volume de armazenamento no reservatório de detenção:

$$V = A \cdot h = (1) (0,65)^2 (1.800) (2) = 1.521 \text{ m}^3$$

Para qualquer combinação dos valores da área inundada  $A$  e da profundidade da água  $h$ , satisfará a relação, que produzirá a razão do amortecimento estabelecida, para a vazão máxima afluente, no reservatório de detenção das águas pluviais.

No retardamento do escoamento das águas pluviais, MAIDMENT (1992) afirma que o objetivo das bacias de detenção é o abatimento da vazão de pico, obtido a partir do volume de

detenção máximo, equivalente ao volume precipitado e escoado numa bacia hidrográfica, por meio da diferença entre as vazões afluente e efluente na bacia, pela expressão:

$$V_{\text{máx}} = \int_0^t (Q_a - Q_e) dt \quad (2.44)$$

Onde:  $V_{\text{máx}}$  = volume de detenção máximo;

$Q_a$  = vazão afluente na bacia;

$Q_e$  = vazão efluente da bacia;

$t$  = tempo decorrido entre o início do escoamento até a detenção máxima.

O hidrograma das vazões afluentes, na bacia de detenção, é gerado pelo uso de um modelo de escoamento superficial (chuva-vazão) e, nos projetos dos reservatórios com grande detenção, utiliza-se um modelo de propagação de ondas de enchente.

Para bacias hidrográficas pequenas, com até 100 ha de área, não se justificam cálculos complexos utilizados para bacias de detenção com grandes volumes de armazenamento. Nestes casos, utilizam-se procedimentos menos rigorosos, baseados nas equações de chuvas intensas, para mensurar os volumes de armazenamento, estruturas e áreas necessárias à detenção de águas pluviais.

Procedimentos baseados na relação Intensidade x Duração x Frequência (IxDxF), resumem-se na aplicação do Método Racional, para determinar os volumes de detenção necessários ao controle de enchentes urbanas, de um evento único de chuvas, com tempos de recorrência de 2, 10 ou 100 anos.

O volume afluente na bacia de detenção das águas pluviais é dado por:

$$V_a = \frac{C i A t}{3,6} \quad (2.45)$$

Onde:  $V_a$  = volume afluente na bacia de detenção ( $m^3$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$i$  = intensidade máxima da chuva (mm/h);

$A$  = área de drenagem ( $km^2$ );

$t$  = tempo de duração da chuva (s).

O volume efluente da bacia de detenção é obtido por:

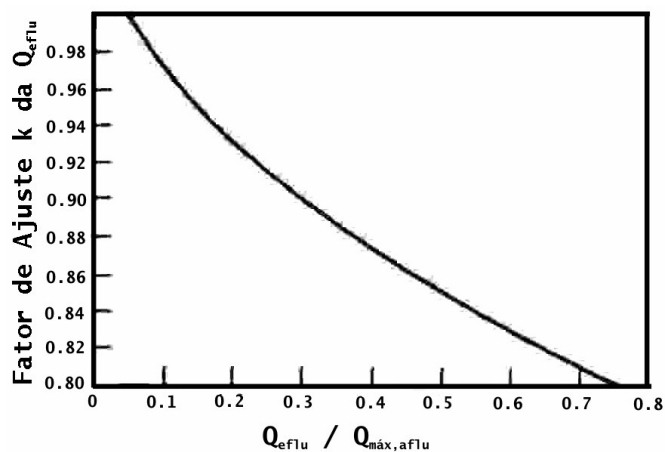
$$V_e = k Q_e t \quad (2.46)$$

Onde:  $V_e$  = volume efluente da bacia de detenção ( $m^3$ );

$k$  = fator de ajuste obtido da Figura 2.41;

$Q_e$  = vazão efluente da bacia de detenção ( $m^3/s$ );

$t$  = tempo de duração da chuva (s).



**Figura 2.41** Fator de ajuste de escoamento  $k$  para o volume efluente de uma bacia de detenção das águas pluviais

**Fonte:** MAIDMENT (1992)

O volume de detenção máximo necessário é determinado pela diferença entre o volume afluente e o volume efluente da bacia:

$$V_{\text{máx}} = V_a - V_e \quad (2.47)$$

Onde:  $V_{\text{máx}}$  = volume de retenção máximo ( $\text{m}^3$ );

$V_a$  = volume afluente a bacia de retenção ( $\text{m}^3$ );

$V_e$  = volume efluente da bacia de retenção ( $\text{m}^3$ ).

CAMPANA e TUCCI (1994) definem reservatório ou bacia de retenção como sendo um dispositivo usado para armazenar, por determinado período de tempo, a vazão de águas pluviais. Com o aumento da impermeabilização da bacia hidrográfica acontece o aumento da vazão máxima. Para que não ocorra a transferência da enchente urbana para jusante, utiliza-se o reservatório ou a bacia de retenção, que promova o amortecimento do volume gerado. O objetivo é minimizar o impacto hidrológico da redução da capacidade de armazenamento natural da bacia hidrográfica.

As vantagens da utilização dos reservatórios ou bacias de retenção são as seguintes:

- a.) Custo reduzido comparado ao conjunto de controles distribuídos<sup>(4)</sup>;
- b.) Menor custo de operação e manutenção;
- c.) Facilidades de administrar a construção.

As desvantagens são as seguintes:

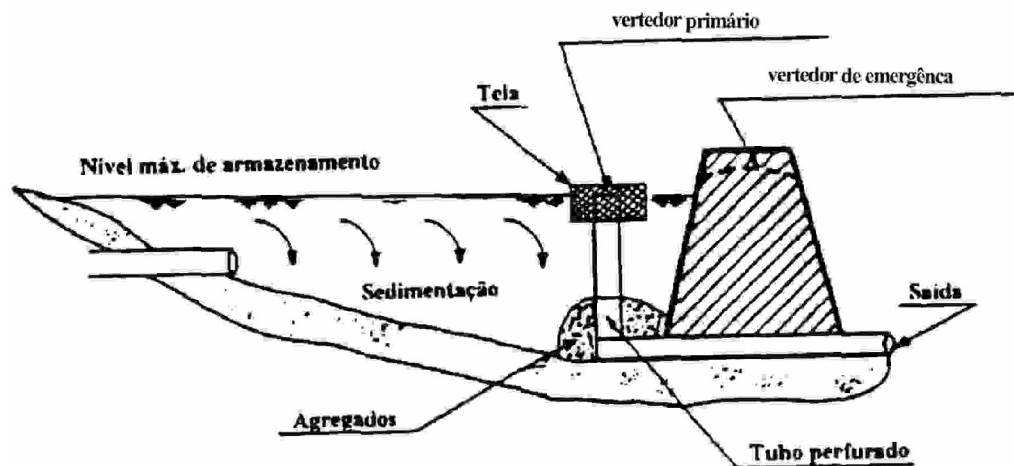
- a.) Custo de aquisição da área de implantação;
- b.) Dificuldades de achar locais adequados;
- c.) Reservatórios com grande capacidade de armazenamento tem oposição de uma parcela da população.

Os reservatórios de armazenamento podem ser dimensionados de dois modos diferenciados:

---

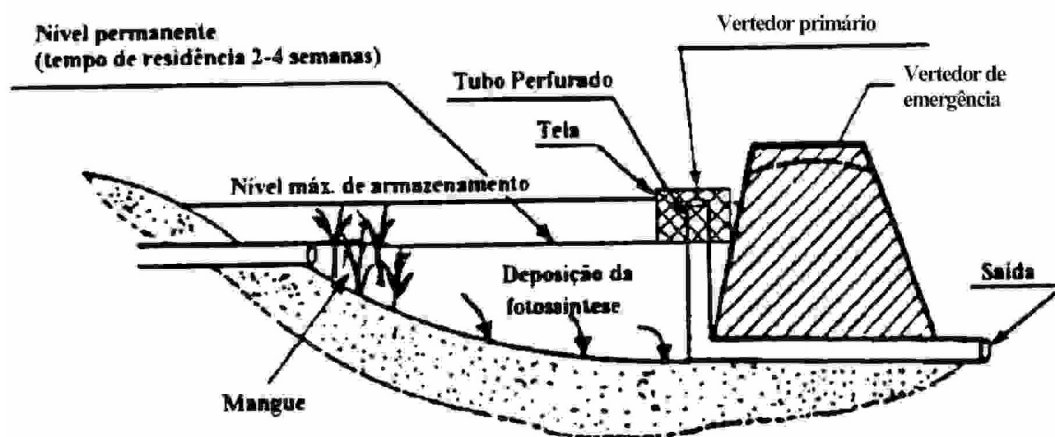
<sup>(4)</sup> Conclusão contrária a obtida por BALMFORTH e BAILEY (1985)

1º) Reservatório de retenção: É o reservatório que retém água durante uma chuva intensa e, depois de um período de tempo, fica seco (Figura 2.42).



**Figura 2.42** Reservatório ou bacia de retenção em sistemas de drenagem das águas pluviais  
**Fonte:** CAMPANA e TUCCI (1994)

2º) Reservatório de retenção: É o reservatório que mantém uma lâmina permanente de água (Figura 2.43).



**Figura 2.43** Reservatório ou bacia de retenção em sistemas de drenagem das águas pluviais  
**Fonte:** CAMPANA e TUCCI (1994)

Os reservatórios ou bacias de retenção, Figura 2.43, apresentam as seguintes vantagens:

- a.) Não haverá crescimento de vegetação indesejável no fundo;
- b.) O reservatório permite melhor controle da qualidade da água;



c.) O uso em conjunto com um parque municipal forma um bom local de recreação e lazer.

Os reservatórios ou bacias de detenção das águas pluviais podem ser abertas ou fechadas. Caso a capacidade do reservatório ultrapasse 500 m<sup>3</sup>, deve-se utilizar, sempre que possível, a bacia aberta. O custo do reservatório aberto é bem menor que o custo do reservatório coberto ou subterrâneo.

A localização dos reservatórios ou bacias de detenção dependerá da disponibilidade de espaço nas áreas com intensa urbanização. Destacam-se como locais adequados para implantação desses reservatórios, as praças públicas. Nas áreas desenvolvidas e com pouca urbanização, a localização do reservatório deve ser feita em áreas de baixo valor imobiliário, aproveitando a topografia da região ou os parques locais.

CANHOLI (1994) retrata o histórico de 40 anos de enchentes urbanas frequentes na Avenida Pacaembu, na Cidade de São Paulo – SP, provocadas pelo Córrego Pacaembu. As galerias de águas pluviais do trecho Praça Charles Müller – Canal do Saneamento, próximo ao exutório no Rio Tietê, possuem 3 km de extensão e, capacidade insuficiente do escoamento das vazões provocadas por chuvas intensas críticas. Além dos danos materiais aos moradores e ao comércio ao longo da Avenida Pacaembu, as enchentes ocasionavam grandes problemas ao tráfego dos veículos, visto ser uma artéria de interligação entre as regiões norte e sul da Cidade de São Paulo, com tráfego médio, de aproximadamente, 60.000 veículos/dia.

A Prefeitura Municipal de São Paulo, há muito tempo desenvolvia estudos para a solução do grave problema das enchentes na Avenida Pacaembu, cujas propostas sempre recaiam no aumento da capacidade do sistema existente, através da construção de novas galerias e canais.

Durante anos a solução foi sendo postergada devido a:

- 1.) Grande soma de recursos financeiros necessários, dada a grande extensão e

dimensões da galeria, bem como a necessidade de adotarem-se métodos construtivos especiais;

2.) Transtornos que tais obras causariam ao tráfego, comércio e moradores locais, dado ao longo prazo necessário para as construções;

3.) Custos e incômodos causados pela obrigatoriedade de relocação das redes de serviços de concessionárias existentes na Avenida, como: Cabos telefônicos e elétricos, adutoras de água e coletores de esgotos sanitários, gasodutos e a própria rede coletora das águas pluviais.

Foi estudada uma solução “não-convencional”, que previa a implantação de um reservatório de detenção subterrâneo, para o amortecimento dos picos de enchente, na área disponível localizada na Praça Charles Müller. Esta solução foi proposta à Secretaria de Obras Públicas, da Prefeitura Municipal de São Paulo, e, aceita para implementação.

A área de drenagem da bacia hidrográfica do Córrego Pacaembu na Praça Charles Müller é 2,22 km<sup>2</sup>, onde ocorre a confluência de 3 grandes galerias de águas pluviais: Do talvegue principal (Estádio do Pacaembu); da margem esquerda do Bairro Sumaré; e, a terceira, da margem direita, do Bairro Higienópolis.

Dada a conformação topográfica semelhante das três áreas de drenagem, os tempos de concentração, praticamente, são iguais, cerca de 15 min, cuja somatória das vazões máximas neste instante, atinge o pico de 43 m<sup>3</sup>/s, para uma chuva com tempo de recorrência  $T_r = 25$  anos.

Para a determinação do hidrograma de projeto, foram realizadas medidas hidrométricas de campo, por meio da instalação de um pluviômetro na Praça Charles Müller e réguas linimétricas em dois pontos da galeria, no trecho entre a Praça e o Memorial da América Latina. No período chuvoso Dezembro/1992 – Março/1993, foram registradas diversas chuvas, com os instrumentos sendo lidos a cada 5 min. A leitura das réguas

possibilitou inferir as vazões na galeria, por meio do levantamento de curvas cota x vazão nestes pontos.

Além disso, CANHOLI (1994) calibrou um modelo de simulação chuva-vazão, tendo por base a teoria do hidrograma unitário. O modelo adotado determina o hidrograma de projeto através do emprego sucessivo de dois módulos de cálculo: O módulo de obtenção dos deflúvios (chuva efetiva), baseado no método de Horton, e, o módulo de convolução desses deflúvios mediante um hidrograma unitário sintético (Santa Barbara Urban Hydrograph Method).

Adotando o evento de 19/02/1993 para subsidiar a calibração dos parâmetros do modelo, apresenta na Tabela 2.31, os principais parâmetros obtidos na calibração, para os pontos Pacaembu-Montante (Praça Charles Müller) e Pacaembu-Jusante (Junto a Avenida Gal. Olímpio da Silveira).

**Tabela 2.31** Parâmetros adotados no modelo hidrológico aplicado no Córrego Pacaembu – São Paulo – SP

Parâmetro Adotado	Pacaembu Montante	Pacaembu Jusante
- Área da Sub-bacia (km <sup>2</sup> )	2,22	0,65
- Fração Impermeável Total	0,55	0,70
- Fração Impermeável Diretamente Conectada	0,45	0,60
- Tempo de Concentração (min)	15,0	15,0
- Capacidade Máxima de Infiltração (mm/h)	30,0	30,0
- Capacidade Mínima de Infiltração (mm/h)	4,5	4,5
- Umidade Inicial do Solo (mm)	0,0	0,0
- Vazão Básica (m <sup>3</sup> /s)	0,25	0,10

**Fonte:** CANHOLI (1994)

Com o modelo chuva-vazão calibrado, foi obtido o hidrograma de projeto, aplicando-se a distribuição do evento de 19/02/1993, para uma chuva de 120 min de duração e tempo de recorrência  $T_r = 25$  anos (80,6 mm de precipitação total), de acordo com os estudos de chuvas intensas na Cidade de São Paulo. A fim de subsidiar os estudos de sensibilidade quanto ao volume a reservar na bacia de detenção, foram estabelecidos hidrogramas para durações da chuva de 1h, 4h e 8h, cujas vazões de pico simuladas estão indicadas na Tabela 2.32.

**Tabela 2.32** Simulações hidrológicas realizadas no reservatório de retenção do Córrego Pacaembu, em São Paulo - SP

Condição da Chuva (Tr = 25 anos)	Vazão Afluente Máxima (m <sup>3</sup> /s)	Vazão Efluente Máxima (m <sup>3</sup> /s)	N.A. <sub>máx</sub> no Reservatório (m)
Duração = 120 min e Distribuição Observada de Projeto (Tr = 25 anos)	43,14	11,2	743,90
Duração = 60 min e Distribuição Crítica Climatologicamente Provável	42,19	8,3	743,53
Duração = 240 min e Distribuição Observada + Resíduo Climatologicamente Provável	43,14	11,2	743,90
Duração = 240 min e Distribuição com "repique" Climatologicamente Provável	22,92	8,3	743,53
Duração = 60 min e Distribuição Crítica Climatologicamente Provável (Tr = 50 anos)	51,50	12,7	744,18
Duração = 240 min e Distribuição Observada Climatologicamente Provável	27,98	8,3	743,54
Duração = 480 min e Distribuição Observada Climatologicamente Provável	15,02	5,0	743,00

**Fonte:** CANHOLI (1994)

A Tabela 2.32 apresenta os resultados principais do estudo de sensibilidade realizado para chuvas com durações maiores e menores que a de projeto. Os estudos mostraram que a duração de 2h e o padrão de distribuição adotado apresentaram a maior criticidade.

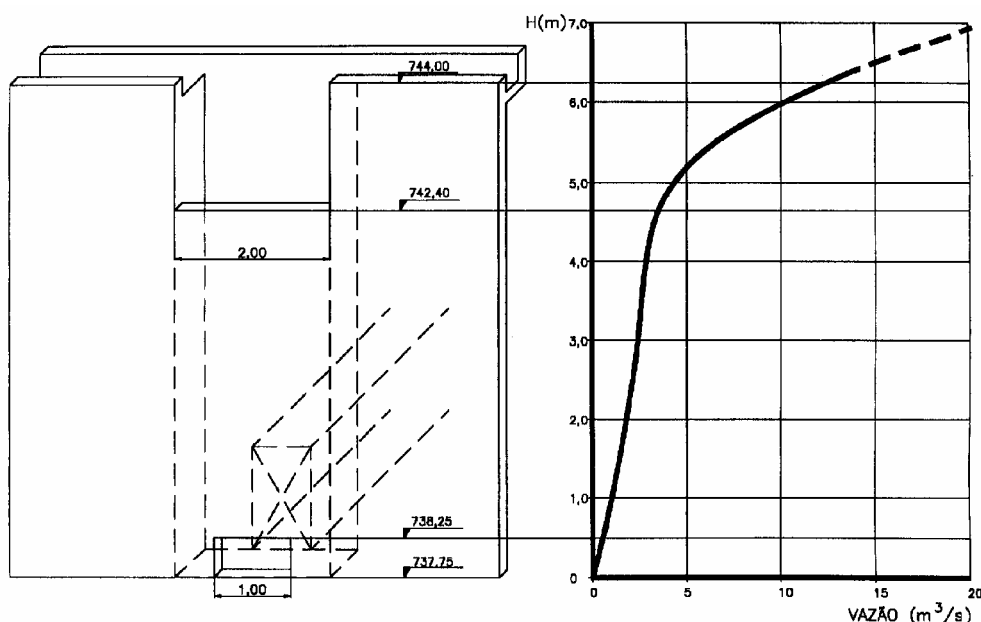
Os estudos hidráulicos realizados tiveram como objetivos principais: A verificação da capacidade de vazão das galerias existentes a jusante da Praça Charles Müller e, a determinação do volume de armazenamento necessário. As demais condicionantes geométricas que necessitavam ser consideradas para a implantação do reservatório de retenção foram:

- Operação a gravidade: Fundo  $\geq 738,30$  m;
- N.A.<sub>máx</sub> (abaixo do nível das ruas laterais):  $\leq 744,50$  m;
- Área disponível na Praça Charles Müller: = 20.000 m<sup>2</sup>.

Considerando a condição crítica, chuva de projeto com Tr = 25 anos e duração de 2h, e vazões máximas  $Q_a = 43,14$  m<sup>3</sup>/s e  $Q_e = 11,2$  m<sup>3</sup>/s, indicadas na Tabela 2.32, o volume de retenção necessário ao amortecimento, correspondente a área contida entre as curvas de nível

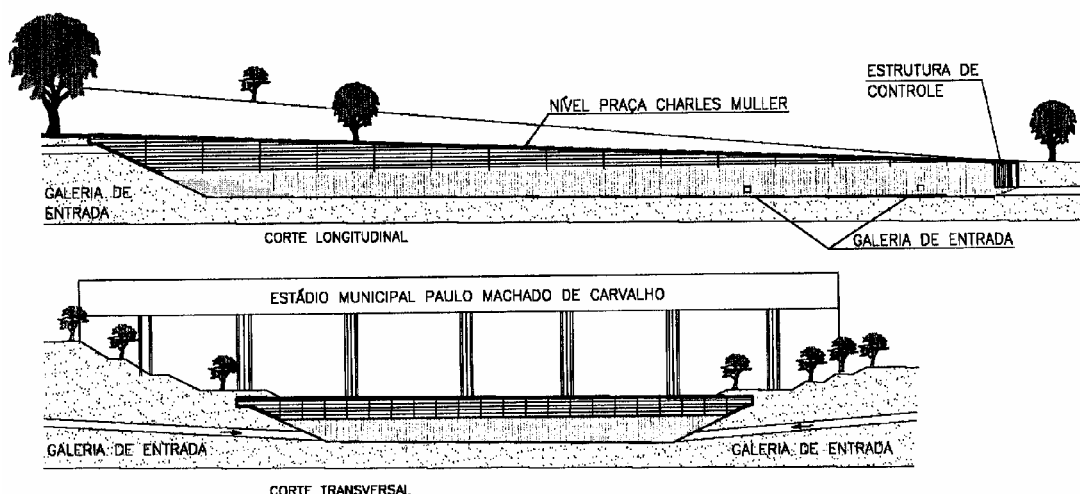
correspondentes às vazões afluente e efluente do reservatório, resultou num volume  $V = 74.000 \text{ m}^3$ .

A estrutura de controle das vazões de saída do reservatório de detenção é composta de: Um orifício de fundo de forma retangular (1,0 x 0,50)m; Uma soleira intermediária na cota 742,40 m com largura de 2,0 m e, uma soleira superior para atender aos excessos de vazão na cota 744,00 m (Figura 2.44).



**Figura 2.44** Sistema extravasor do reservatório de detenção do Córrego Pacaembu, na Praça Charles Müller, em São Paulo - SP  
**Fonte:** CANHOLI (1994)

Definindo o volume de armazenamento necessário e as características da estrutura de controle das vazões máximas, resultou numa concepção simples o projeto do reservatório de detenção no Córrego Pacaembu, junto a Praça Charles Müller, em São Paulo – SP. Em linhas gerais, segundo CANHOLI (1994), formar-se-á o reservatório de detenção escavando-se a praça numa área de  $15.000 \text{ m}^2$ , com uma profundidade útil de 5,60 m, e implantando-se uma cobertura em laje de concreto armado. Os volumes principais foram: Escavação em solo ( $180.000 \text{ m}^3$ ) e concreto armado ( $6.000 \text{ m}^3$ ). Os taludes laterais do reservatório com inclinação 1:2,5 no trecho submetido ao rebaixamento rápido do nível d'água (Figura 2.45).



**Figura 2.45** Concepção geral do reservatório de detenção das águas pluviais do Córrego Pacaembu, na Praça Charles Müller, em São Paulo – SP ( $V = 74.000 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** CANHOLI (1994)

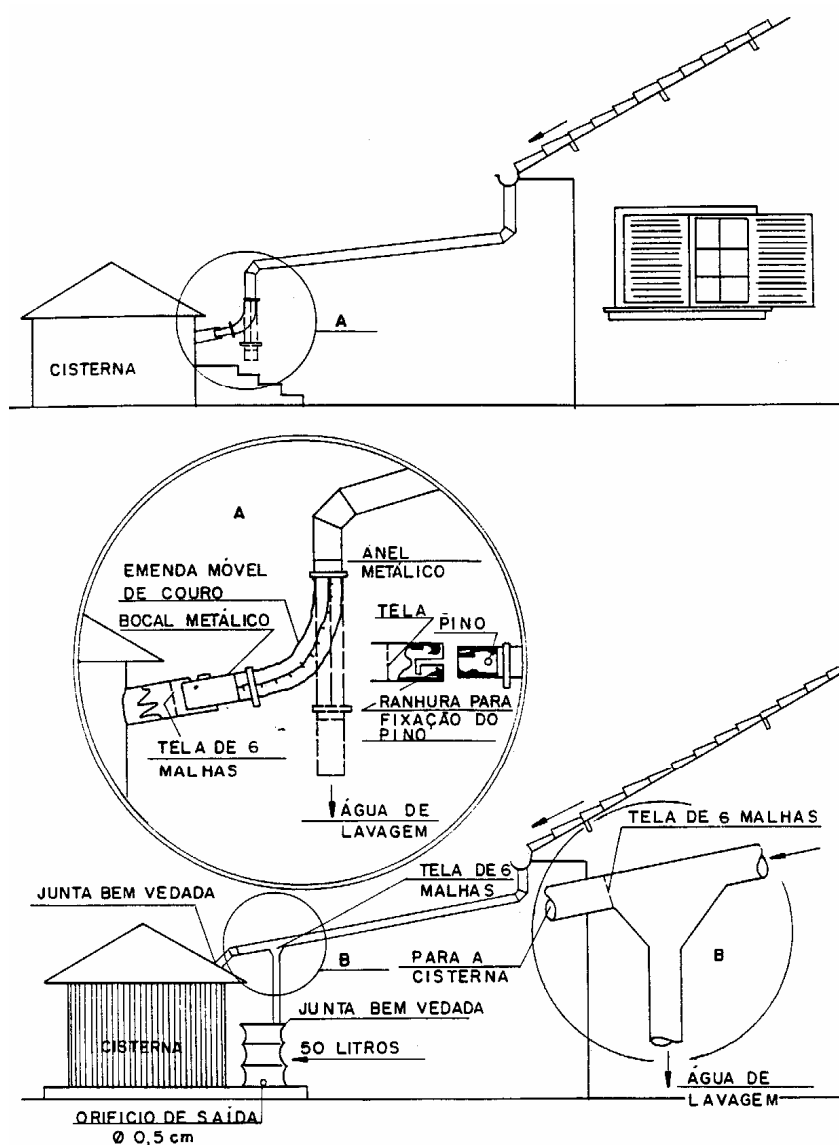
A cobertura do reservatório de detenção é necessária devido a necessidade da continuidade da utilização da praça como estacionamento, feira-livre e área de lazer pela comunidade local. O interior do reservatório será totalmente revestido e ficará totalmente seco nos períodos de estiagem, visto possuir no seu interior canaletas que reduzirão as águas residuais à galeria de saída. Foram previstas rampas de acesso ao reservatório para limpeza, aberturas para ventilação e sistema de iluminação. Sempre que necessário, e seguindo um rígido manual de manutenção e limpeza, a Prefeitura Municipal de São Paulo executará o saneamento do local.

CANHOLI (1994) coloca que toda a região do Bairro Pacaembu é servida por serviços de coleta de lixo e de esgotos, e sua comunidade possui elevado nível educacional. Portanto, apesar do reservatório de detenção possuir todos os dispositivos à sua adequada manutenção e limpeza, não se espera a concentração de lixo e esgotos em excesso, quando de sua operação.

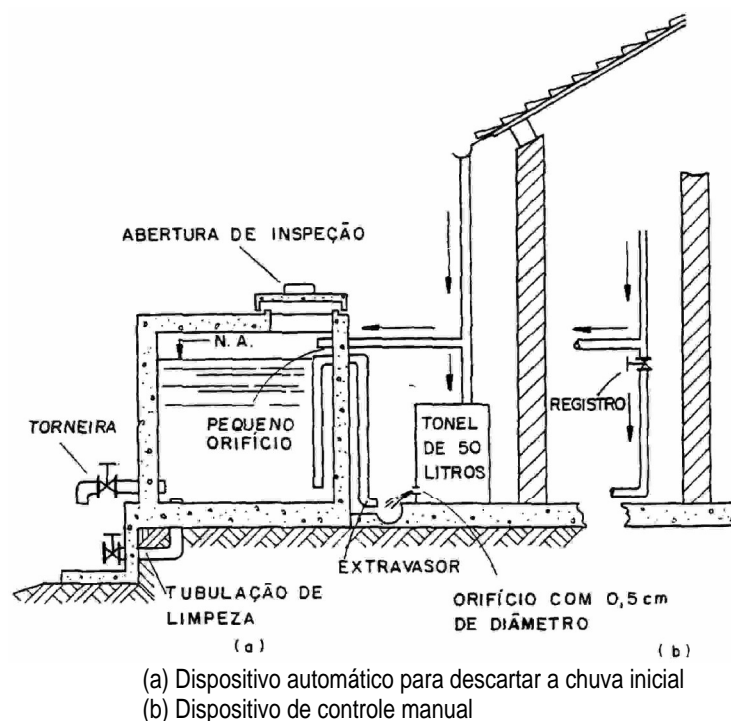
O custo do reservatório de detenção das águas pluviais, no Córrego Pacaembu, foi orçado em US\$ 8 milhões, mostrando-se economicamente vantajoso quando comparado com os custos de duas outras alternativas de solução para o problema das enchentes urbanas. Uma economia aproximada de US\$ 12 milhões, em se considerando a solução pela implantação de

galerias em sistema construtivo “cut and cover”, e de US\$ 27 milhões para a solução de implantação de um túnel se estendendo em toda a Avenida Pacaembu, até o Canal do Saneamento, construído com o emprego do sistema “mini-shield”.

BUETTNER (1994) indica para reservatórios de detenção domiciliares as cisternas propostas pelo Fundo de Apoio a Alimentação, da Organização das Nações Unidas – FAO – ONU, Figura 2.46, e por Nelson G. Dacach no saneamento básico das cidades, Figura 2.47. Propõe como sistema auxiliar do sistema público de abastecimento, para a região da Cidade de Curitiba, cisternas com volumes de detenção das águas pluviais indicadas na Tabela 2.33.



**Figura 2.46** Cisterna para detenção domiciliar de águas pluviais proposta pela FAO - ONU  
**Fonte:** BUETTNER (1994)



**Figura 2.47** Cisterna para detenção domiciliar de águas pluviais proposta por Nelson G. Dacach

Fonte: BUETTNER (1994)

**Tabela 2.33** Capacidade de cisternas de detenção das águas pluviais na Região de Curitiba - PR

Tipo de Ocupação	Capacidade de Detenção (m <sup>3</sup> )
- Residência de médio padrão	15
- Residência de alto padrão	25
- Comércio e serviços (500 m <sup>2</sup> de telhado)	60
- Postos de combustíveis	100
- Indústria (2.000 m <sup>2</sup> de telhado)	250

Fonte: BUETTNER (1994)

BUETTNER (1994) apresenta orçamento no valor de R\$ 1.821,43 para a construção de uma cisterna com 15 m<sup>3</sup> de capacidade de detenção das águas pluviais, valor esse que teria redução considerável, caso fosse incluído na construção da edificação, aproveitando-se das estruturas, paredes ou pisos pré-existentis. No caso de uma residência de médio padrão, com 150 m<sup>2</sup> de área construída, ao custo de R\$ 60.000,00, a cisterna de águas pluviais, com 15 m<sup>3</sup> de capacidade, representaria apenas 3% do valor do imóvel.



Alerta ainda que há de se comparar o que será mais vantajoso para uma administração municipal: Um imposto sobre os serviços de drenagem urbana ou, uma medida de prevenção e controle das enchentes urbanas. A nível individual, a vida útil de uma edificação ultrapassa os prazos de segurança quanto a poluição dos mananciais hídricos, fazendo com que num futuro próximo, o custo da água tratada será muito mais elevado do que nos níveis atuais.

De acordo com CANHOLI (1995), os conceitos inovadores mais adotados para readequação ou, aumento da eficiência hidráulica dos sistemas de drenagem, no controle das enchentes, objetivam principalmente:

- a.) Promover o retardamento dos escoamentos, de forma a aumentar os tempos de concentração e a conseqüente redução das vazões máximas;
- b.) Amortecer os picos das enchentes pela detenção em reservatórios;
- c.) Conter os escoamentos na fonte, pela melhoria das condições da infiltração, ou ainda, em reservatórios de detenção.

Isto, significa uma mudança radical na filosofia das soluções estruturais na drenagem urbana, onde a solução sempre se resumiu as obras de canalização com aceleração dos escoamentos. Embora na bibliografia sejam encontrados muitos exemplos da aplicação da conceituação descrita, no Brasil, a aplicação destes novos conceitos, ou mesmo a verificação da sua aplicabilidade, ainda é muito incipiente. As medidas corretivas e preventivas que visam a minimização dos danos das enchentes são classificadas em: Medidas estruturais e medidas não-estruturais.

Conceitua ainda, soluções “não-convencionais” na drenagem urbana, tais como estruturas, obras, dispositivos, ou ainda, conceitos diferenciados de projeto, cuja utilização não se encontra disseminada no Brasil. São as soluções que diferem do conceito tradicional de canalização, ou estão a elas associadas, para sua adequação ou otimização do sistema de

drenagem. Os tipos mais freqüentes de soluções “não-convencionais” são aquelas que envolvem:

- a.) Retenção ou detenção dos escoamentos na fonte e a jusante;
- b.) Retardamento nos canais dos córregos e rios;
- c.) Derivação dos escoamentos;
- d.) Endicamentos, em conjunto com sistemas de bombeamento (“polders”).

Com relação aos problemas das enchentes urbanas, CANHOLI (1995) fornece importantes contribuições para a solução dos mesmos. Destacam-se:

“A solução dos problemas pela via convencional, invariavelmente, envolve a aplicação de grandes somas de recursos, aliado ao fato de que, pela forma pouco planejada do crescimento das cidades pode se tornar impraticável, a introdução desses conceitos torna-se imperativa, mesmo porque outros benefícios, como o controle de qualidade da água e a readequação de sistemas existentes, poderão ser conseguidos pela aplicação destes novos métodos”.

“Diversos condicionantes multidisciplinares de projeto, de operação e manutenção, e ambientais emergem quando se procura introduzir procedimentos inovativos de projeto. As soluções alternativas são na maior parte voltadas para a reservação e retardamento dos escoamentos, em contrapartida aos conceitos convencionais de canalização, onde se objetiva a aceleração dos escoamentos. Desta forma, ampliam-se os requisitos necessários de projeto, incluindo análises geológico-geotécnicas especiais, de qualidade da água, de segurança, de usos múltiplos, de equipamentos eletromecânicos, entre outros”.

“A iniciativa da implantação de tais soluções, pelo seu ineditismo, normalmente, traz a necessidade de um programa de comunicação social, pois, muitas vezes, as populações afetadas ou próximas as áreas de implantação de bacias de detenção, por exemplo, em

princípio vêm com desconfiança estes projetos, que normalmente requerem manutenção mais apurada”.

“Para os locais que se encontram em expansão urbana, as soluções alternativas fornecem um amplo cenário das possíveis intervenções a serem realizadas, já na fase inicial de implantação de novos loteamentos, condomínios, ou áreas comerciais e industriais, visando reduzir os impactos nos sistemas de drenagem a jusante. Uma melhor consideração e análise dos órgãos responsáveis, visando regulamentá-las em caráter compulsório, para a aprovação dos projetos de urbanização, seria conveniente e tempestiva”.

Segundo CAMPANA (1995), nos Estados Unidos da América e no Japão, consolida-se uma nova abordagem para o controle do escoamento nas áreas urbanizadas, favorecendo a detenção superficial e a infiltração, muitas vezes combinada com processos de armazenamento temporário. As soluções mais difundidas são as bacias de detenção ou de retenção, dispositivos de infiltração (valas e trincheiras de infiltração, poços de percolação), uso de pavimentos permeáveis, etc.

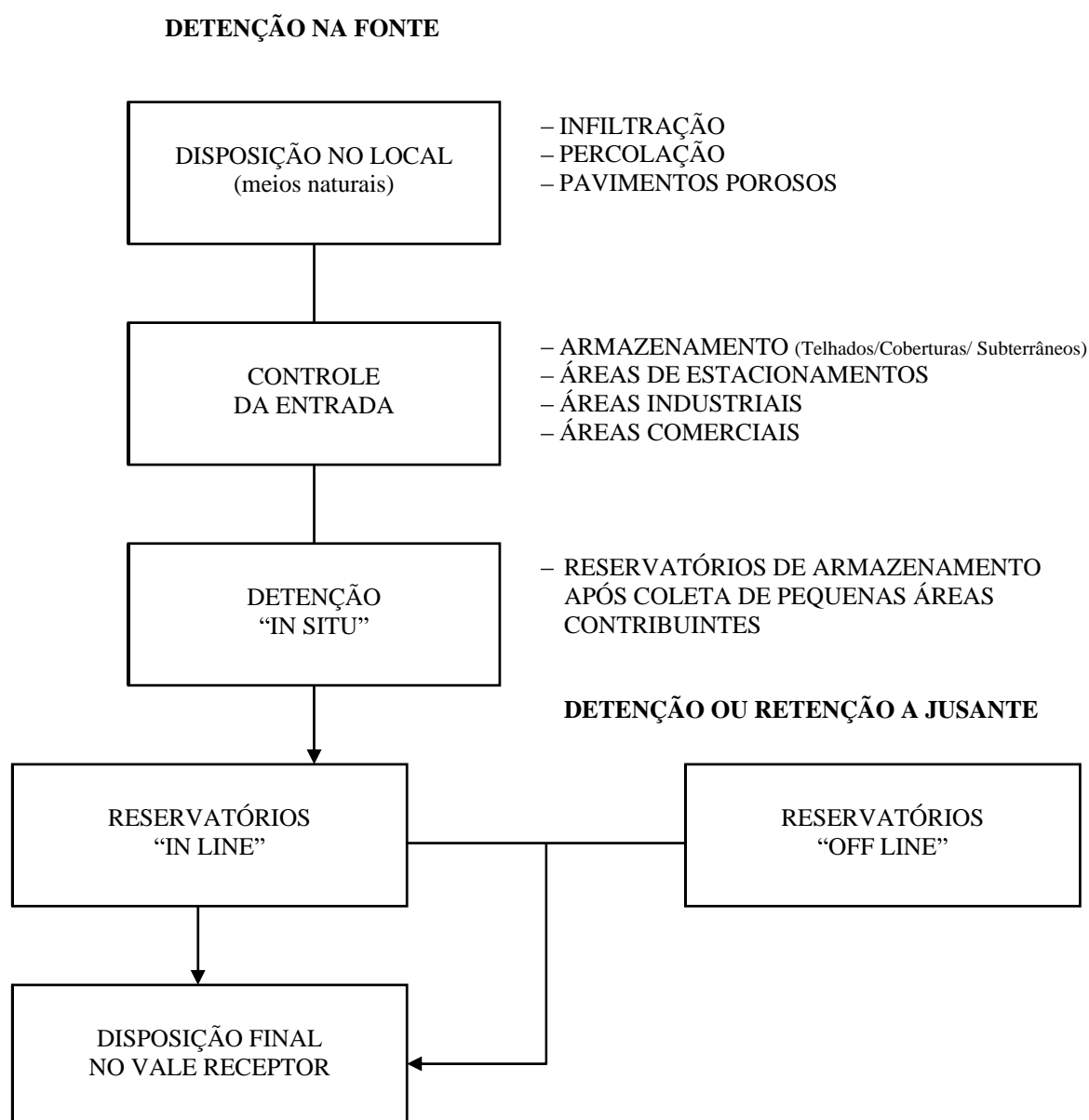
As bacias de detenção são reservatórios que permitem o armazenamento temporário das águas pluviais. Elas podem ser implementadas de forma centralizada, isto é, uma única bacia de detenção com grandes dimensões e, geralmente, localizada em espaços públicos, destinadas ao controle do escoamento da macrodrenagem da bacia hidrográfica.

Bacias de detenção de forma distribuída, são constituídas de pequenos reservatórios, tanques e cisternas, implementadas a nível dos lotes urbanos, propiciando o controle do escoamento da microdrenagem das bacias hidrográficas pequenas.

Quanto aos dispositivos de percolação e infiltração, o objetivo é a criação de espaços que facilitem a infiltração das águas pluviais no solo, de modo que o armazenamento e fluxo subterrâneos promovam o retardamento do escoamento superficial. As vantagens principais

destes dispositivos são: Possibilidade de reduzir a carga poluente transportada aos rios; reduzir a vazão máxima para jusante; favorecer a recarga dos aquíferos; etc.

Obras e/ou dispositivos para detenção ou retenção das águas pluviais, com as finalidades de retardamento e redução do pico das enchentes urbanas, CANHOLI (1995) apresenta na Figura 2.48, a classificação desses dispositivos de maneira abrangente e sistematizada.



**Figura 2.48** Esquematisação das obras e dispositivos de detenção ou retenção das águas pluviais da drenagem urbana

**Fonte:** CANHOLI (1995) apud STAHR e URBONAS (1993)

As obras e dispositivos de retardamento ou redução das vazões de escoamento foram classificados em dois grupos, de acordo com a sua localização no sistema de drenagem: Detenção na fonte e, detenção ou retenção a jusante.

#### A.) Detenção na Fonte

São dispositivos de pequenas dimensões e localizados próximos aos locais onde os escoamentos são gerados, permitindo um melhor aproveitamento do sistema de condução do fluxo a jusante. As vantagens e desvantagens deste tipo de solução:

- a.) Normalmente são pequenas unidades de reservação, que poderão ser padronizadas;
- b.) Custos de instalação baixos, devido a menor sobrecarga para cada área controlada, e a relação direta que pode ser estabelecida entre a área impermeabilizada x escoamento superficial;
- c.) Os custos de operação e manutenção podem elevar-se devido ao elevado número de unidades;
- d.) Avaliação do desempenho global para fins de dimensionamento e projeto pode se tornar complexa ou, trazer incertezas ao projetista.

A detenção das águas pluviais na fonte pode ser classificada em três diferentes tipos:

- 1º) Disposição no Local: Constituídos por estruturas, obras e dispositivos que facilitam a infiltração e a percolação no solo;
- 2º) Controle de Entrada: Dispositivos que restringem a entrada na rede de drenagem por meio do controle nas captações dos telhados e das áreas de estacionamentos e pátios;
- 3º) Detenção no Local: Pequenos reservatórios para armazenamento temporário dos escoamentos gerados em áreas restritas e próximas.

#### B.) Detenção ou Retenção a Jusante

As obras para reservação dos escoamentos a jusante, se referem aos reservatórios que visam controlar os deflúvios provenientes da macrodrenagem urbana.

Como classificação geral, Figura 2.48, tais reservatórios são designados, de acordo com o seu posicionamento e função nos sistemas de drenagem, em “in line”, ou seja, na linha principal do sistema ou a ele conectado em série, e “off line”, quando implantado em paralelo, para desvio dos escoamentos.

Segundo CANHOLI (1995), a detenção das águas pluviais na fonte, ganhou grande destaque nos últimos anos. Este tipo de reservação das precipitações pluviais, é tipicamente voltado ao controle em lotes residenciais e vias de circulação e, é constituído por obras ou dispositivos que promovam ou aumentem a infiltração e percolação das águas coletadas. O objetivo fundamental é a redução dos picos de vazões veiculadas para o sistema de drenagem. A recarga dos aquíferos e a utilização das águas reservadas são as outras finalidades de tais dispositivos.

CANHOLI (1995) apresenta nas Tabelas 2.34 e 2.35, as características principais das bacias de detenção nas cidades de Melbourne – Austrália e São Paulo – SP, respectivamente.

**Tabela 2.34** Características das bacias de detenção da Cidade de Melbourne – Austrália

Reservatório	Área de Drenagem (ha)	Volume de detenção (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	Relação Volume / Área de Drenagem (m <sup>3</sup> /ha)
Army Camp	631	126,0	200
Campbellfield	297	83,9	282
Hawtorn East	93	49,3	530
Huntigdale Rd	445	82,6	186
Eley Rd	280	61,7	220
Corwall St.	102	14,8	145
Lake Rd	245	81,4	332
Middleborough Rd	567	148,0	261
South Rd	482	106,0	220
Southern Rd	380	120,0	316
Thompson Rd	385	139,0	361
Fairbairn Rd	174	82,8	476
Ringwood South	162	24,7	152
Ferni CK	850	210,0	247
Killsyth	607	216,0	355

**Fonte:** CANHOLI (1995)

**Tabela 2.35** Características das bacias de detenção do Município de São Paulo – SP

Reservatório	Área de Drenagem (ha)	Volume de detenção ( $\times 10^3 \text{ m}^3$ )	Relação Volume / Área de Drenagem ( $\text{m}^3/\text{ha}$ )
Pacaembu	222	74,0	333
Água Espraiada	860	387,0	450
Bananal	1340	234,0	175
Guarau	930	223,0	240
Caguaçu	1100	391,0	355
Limoeiro	870	343,0	394
Aricanduva I	475	173,0	364

**Fonte:** CANHOLI (1995)

Nos projetos de bacias de detenção ou de retenção das águas pluviais, CANHOLI (1995) resume com muita propriedade, os aspectos a serem considerados na operação e manutenção dos reservatórios. Economia e facilidades para os serviços de manutenção e operação devem ser preocupações que o projetista deverá ter, desde a fase de planejamento das bacias de detenção ou de retenção. Os critérios gerais para as instalações de reservação dos escoamentos superficiais, e que deveriam constar das regulamentações dos órgãos responsáveis pela drenagem urbana, devem objetivar:

- 1.) Garantir o funcionamento hidráulico das estruturas em boas condições e a sua integridade física, por toda a vida útil da obra;
- 2.) Evitar a infestação de insetos;
- 3.) Cuidar da segurança e do conforto dos visitantes, incluindo as crianças;
- 4.) Preservar o aspecto visual agradável;
- 5.) Prever, quando possível, utilização múltipla, incluindo as atividades de lazer e recreação.

Na fase de projeto deverão ser considerados os seguintes aspectos de manutenção e operação:

- a.) Se o período de detenção for longo, e especialmente se for liberado o acesso de crianças às vizinhanças do reservatório, é conveniente a instalação de cercas;
- b.) Se o reservatório for escavado em cota bastante inferior às pistas viárias, deve

haver previsão de “guard-rails”;

c.) Devem ser previstos, em reservatórios subterrâneos, acessos permanentes ao fundo e, especialmente às estruturas de entrada e saída;

d.) Os requisitos estéticos e paisagísticos são de grande importância e deverão ser estabelecidos e cumpridos com rigor;

e.) Bacias de retenção das águas pluviais deverão prever dispositivos para a remoção dos sedimentos;

f.) Para as bacias projetadas para múltiplos usos é interessante a introdução de patamares, de forma que as áreas destinadas a recreação sejam inundadas somente em eventos de menor frequência;

g.) Caso se queira somente áreas planas para recreação, deverão ser previstos sistemas de drenagem sub-superficiais;

h.) Reservatórios subterrâneos ou túneis-reservatórios deverão prever acessos para limpeza mecanizada;

i.) As bacias de detenção deverão prever um adequado volume de espera para sedimentos, de forma a reduzir a periodicidade de limpeza;

j.) Os reservatórios com água permanente deverão prever lâminas que não favoreçam a proliferação de plantas aquáticas;

k.) O projeto das grades e cercas próximas da estrutura de saída pode, em sentido contrário, prejudicar a sua operação hidráulica pelo tamponamento, ou obstrução das mesmas por detritos. O projeto deve avaliar estes aspectos e, eventualmente, optar por outras soluções mais criativas, como a inserção de taludes íngremes e áreas isoladas por vegetação, que cumpram as funções de isolamento sem os problemas descritos;

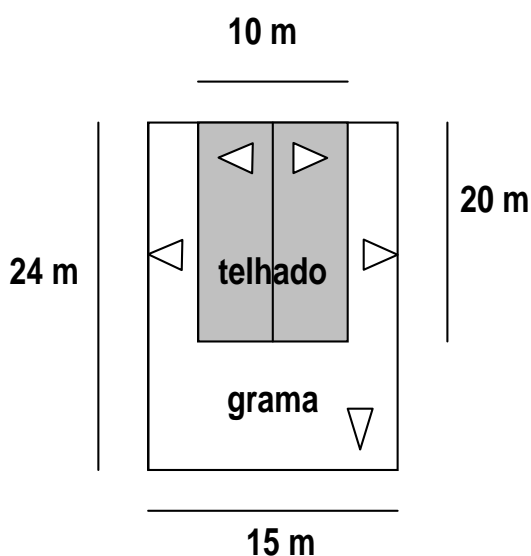
l) As estruturas de controle, de preferência, não deverão possuir dispositivos móveis ou controlados. Comportas, operadas elétrica ou manualmente, deverão ser evitadas.



As principais medidas de controle das águas pluviais nos lotes, estacionamentos, parques e passeios, segundo GENZ e TUCCI (1995), normalmente denominados controle na fonte, são os seguintes: O aumento das áreas de infiltração e percolação e; armazenamento temporário em reservatórios residenciais ou nos telhados.

Instalações industriais, comerciais, esportivas e construções de modo geral, que impermeabilizam o solo numa proporção significativa, devem ser responsabilizadas pela distribuição do volume das águas pluviais, evitando que aumentem a vazão máxima a jusante, reduzindo a capacidade do escoamento nos canais, provocando enchentes.

Para retratar o efeito da impermeabilização das áreas não permitidas, fizeram a modelação matemático-computacional de um lote hipotético, de  $360 \text{ m}^2$  de área, com “layout” básico de ocupação. O lote hipotético tem uma casa com 56% de taxa de ocupação, possuindo um telhado de duas “águas” de 5 m de largura por 20 m de comprimento, afastada 2,5 m das divisas laterais e recuo frontal de 4,0 m, todos com superfície gramada, conforme indicado na Figura 2.49.



**Figura 2.49** “Layout” básico de um lote urbano para simulação de microreservatórios de detenção das águas pluviais

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

Para aplicabilidade do modelo de escoamento, assumiram nas áreas gramadas, declividade de 4% nas direções da testada e das divisas laterais do lote, onde as águas pluviais seriam coletadas por drenos subsuperficiais e, escoadas por uma tubulação para a saída do lote. As águas precipitadas sobre as duas áreas do telhado tem duas possibilidades de destino. A primeira, supondo a existência de uma calha que coleta toda a água, conduzindo-a para a saída do lote e, a segunda, deixando que a água do telhado escoe sobre as superfícies gramadas.

Considerando o “layout” básico do lote, a casa com telhado de duas “águas”, totalizando uma área de  $206,8 \text{ m}^2$ , duas áreas laterais gramadas totalizando  $100 \text{ m}^2$  e, a área do recuo frontal de ajardinamento com  $60 \text{ m}^2$ , o modelo de simulação foi aplicado para duas situações:

1ª) Com calha coletora no telhado, escoando diretamente na rede pluvial coletora;

2ª) Sem calha coletora no telhado, permitindo a passagem da água sobre a grama lateral, antes de escoar para a rede pluvial coletora.

Para cada uma das situações, analisaram diferentes taxas de impermeabilização do lote:

- a.) Lote somente com a edificação (56% de impermeabilização);
- b.) Revestimento do recuo frontal (72,2% de impermeabilização do lote);
- c.) Revestimento das áreas gramadas laterais (83,3% do lote impermeabilizado);
- d.) Revestimento de toda a área não edificável (100% de impermeabilização do lote).

Os dados utilizados no modelo de simulação foram:

- Equação de chuvas intensas de Porto Alegre – RS:  $i = 112 \text{ mm/h}$  ( $Tr = 5$  anos;  $t = 10 \text{ min}$ );
- Coeficiente de rugosidade **n** de Manning:  
 $n = 0,20$  (grama);

$n = 0,015$  (telhado e calçada);

- Teor de umidade do solo e retenção superficial inicial: Satisfeitos por precipitação antecedente.

Nas simulações feitas no lote urbano, obtiveram os impactos do crescimento das áreas impermeáveis sobre a vazão máxima e sobre o volume escoado superficialmente, os quais estão resumidos na Tabela 2.36.

**Tabela 2.36** Impactos do aumento das áreas impermeáveis em um lote urbano sobre a vazão máxima e o volume escoado superficialmente

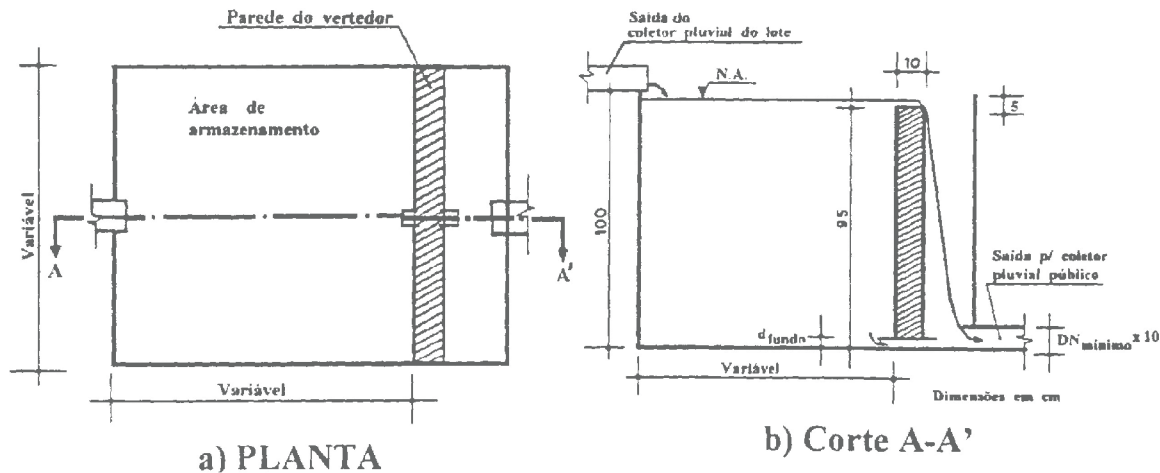
Área Revestida	A <sub>imp.</sub> do lote (%)	Q <sub>máxima</sub>		Volume Escoado	
		(mm/h)	%	(m <sup>3</sup> /s)	(%)
Natural	0,0	80,0	-	-	-
Casa	56,0	99,8	-	5,7	-
Casa + Recuo Frontal	72,2	104,4	4,6	6,14	7,6
Casa + Gramas Laterais	83,3	107,4	7,5	6,42	12,6
Total	100,0	112,0	12,0	6,86	20,4

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

A busca do controle das enchentes na fonte, por meio do uso de pequenas bacias de retenção ou de detenção em lotes urbanos, tem sido apresentada por vários autores, como uma das propostas de gerenciamento das águas pluviais, baseando-se na idéia do abatimento das vazões máximas da drenagem urbana.

Para verificar essa possibilidade na situação brasileira, GENZ e TUCCI (1995) adotaram uma pequena bacia de detenção no interior do lote urbano, considerada como micro-reservatório. A inserção do microreservatório no lote urbano com “layout” básico, foi simulada pela implementação de rotina no modelo computacional, da propagação do escoamento em reservatórios.

Fixaram alguns critérios iniciais para o protótipo do microreservatório de detenção das águas pluviais do lote urbano, Figura 2.50, para definição de suas características.



**Figura 2.50** Características do protótipo de microreservatório de retenção das águas pluviais em lote urbano

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

No microreservatório de retenção das águas pluviais, Figura 2.50, adotaram:

a.) Profundidade máxima 1 m, igual a altura permitida para a caixa de inspeção; b.) Dois tipos de extravasores: - Vertedor de parede delgada livre, com mesma largura do microreservatório (coeficiente de descarga = 1,5); - Tubo de diâmetro reduzido no fundo do microreservatório, embaixo da parede vertedora (coeficiente de descarga = 0,61).

A simulação foi feita com a chuva máxima de 112 mm/h, considerando-se o armazenamento inicial do microreservatório igual a zero. Com relação ao controle da vazão das águas pluviais pelo microreservatório de retenção, fizeram as seguintes análises:

1ª) Lote totalmente impermeabilizado ( $A_{imp} = 100\%$ ), buscando: a.) O controle do impacto devido a impermeabilização da área não edificável (reco frontal e áreas laterais). A comparação da vazão máxima foi realizada com base na vazão da impermeabilização do lote de  $56\% = 99,8 \text{ mm/h}$ ; b.) O controle do impacto devido a ocupação do lote. A comparação da vazão máxima foi realizada com base na vazão da pré-ocupação do lote =  $80,0 \text{ mm/h}$ ;

2ª) Lote impermeabilizado somente com a área edificável da casa ( $A_{imp} = 56\%$ ): Nesse caso, analisaram o controle da vazão máxima com relação a vazão da pré-ocupação do lote.

Para o controle das vazões máximas das águas pluviais em lotes urbanos, estudaram duas alternativas: a.) Controle com um microreservatório de retenção na saída do lote, com

características variáveis; b.) Controle com dois microreservatórios na saída do telhado, um de cada lado, também com características variáveis.

Na análise do lote urbano com 100% de impermeabilização, obtiveram os resultados indicados na Tabela 2.37, para microreservatórios localizados na saída do lote e, na Tabela 2.38, para microreservatórios nas duas saídas do telhado.

**Tabela 2.37** Microreservatórios simulados na saída do lote urbano com 100% de impermeabilização da área

Área (m)	Volume de Detenção (m <sup>3</sup> )	Saída de Fundo (mm)	Q <sub>máx</sub> (mm/h)	Controle	
				A <sub>edif.</sub> (1)	Desenvolvimento (2)
1,5 x 1,5	2,14	3 Ø40	98,5	0,987	1,23
1,5 x 1,5	2,14	2 Ø50	99,2	0,994	1,24
1,5 x 1,5	2,14	1 Ø75	103,2	1,034	1,29

Altura da parede vertedora = 0,95 m

(1) Q<sub>máx</sub> = 95 mm/h; (2) Q<sub>máx</sub> = 80 mm/h (Pré-desenvolvimento)

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

**Tabela 2.38** Microreservatórios simulados nas saídas do telhado. Lote urbano com 100% de impermeabilização da área

Área (m)	Volume de Detenção (m <sup>3</sup> )	Saída de Fundo (mm)	Q <sub>máx</sub> (mm/h)	Controle	
				A <sub>edif.</sub> (1)	Desenvolvimento (2)
1,0 x 1,0	0,95	2 Ø25	96,3	0,965	1,204
1,0 x 1,0	0,95	1 Ø32	98,5	0,987	1,231
1,0 x 1,0	0,95	1 Ø40	102,6	1,028	1,283
1,5 x 1,5	2,14	1 Ø32	80,3	0,805	1,004
1,5 x 1,5	2,14	1 Ø40	92,0	0,922	1,150
1,5 x 1,5	2,14	2 Ø32	98,7	0,989	1,234
1,5 x 1,5	2,14	1 Ø50	103,5	1,037	1,294

Altura da parede vertedora = 0,95 m

(1) Q<sub>máx</sub> = 95 mm/h; (2) Q<sub>máx</sub> = 80 mm/h (Pré-desenvolvimento)

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

Na 2ª análise do lote urbano, estudaram o efeito do uso de microreservatórios de detenção sobre o hidrograma da ocupação inicial de 56% do lote, ou seja, as áreas permeáveis permaneceriam sem revestimento. Os resultados das simulações estão indicados na Tabela 2.39.

**Tabela 2.39** Efeitos dos microreservatórios de retenção em lote urbano com taxa de ocupação de 56%

Localização	Volume de Detenção (m <sup>3</sup> )	Saída de Fundo (mm)	Q <sub>máx</sub> (mm/h)	Controle do Desenvolvimento (1)
Na saída do lote	2,14	3 Ø40	84,9	1,061
	0,95	2 Ø25	84,1	1,051
Na saída do telhado	2,14	1 Ø32	68,1	0,851
	2,14	2 Ø32	86,1	1,080
	2,14	1 Ø40	79,8	0,998

(1) Q<sub>máx</sub> = 80 mm/h (Pré-desenvolvimento)**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

Com relação a simulação do controle do escoamento das águas pluviais, utilizando microreservatórios de retenção, num lote urbano hipotético, de 360 m<sup>2</sup> de área, com um “layout” básico de ocupação, e ainda, para as condições hidrológicas da Cidade de Porto Alegre – RS, GENZ e TUCCI (1995), concluíram que:

1º) Na alternativa do lote com 100% de impermeabilização e microreservatório localizado na sua saída, somente foi possível o restabelecimento da vazão máxima da ocupação 56%, com um volume de retenção de 2,14 m<sup>3</sup>;

2º) Na alternativa de um microreservatório de retenção em cada um dos planos de escoamento do telhado, os resultados apontaram para a viabilidade da redução da vazão máxima a níveis iguais e inferiores a vazão máxima inicial. Os microreservatórios com volume de retenção de 0,95 m<sup>3</sup> forneceram pequena redução na vazão máxima, entretanto, os de 2,14 m<sup>3</sup> de capacidade, reduziram a vazão máxima a valores inferiores a 80% da vazão de pico do lote, com 56% de taxa de ocupação;

3º) Com a inserção do microreservatório com o lote ocupado pela edificação e as áreas não edificáveis permanecendo gramadas (permeáveis), apontou a possibilidade de redução da vazão máxima, ao nível da vazão da pré-ocupação do lote. Isto ocorreu somente com os microreservatórios localizados na saída do telhado. Essa redução chegou até 40% da vazão máxima correspondente a ocupação de 56% do lote. Para o caso dos localizados na saída do lote, a redução na vazão de pico atingiu 14%;

4º) Os tempos de esvaziamento dos microreservatórios de retenção variaram de 6 a 25 min, mostrando-se aceitáveis para a sua implementação nos lotes, pois dificilmente ocorrerá, em um tempo tão curto, outro evento de chuva com mesma magnitude;

5º) A vazão máxima somente pode ser reduzida a um nível inferior a da vazão correspondente a ocupação de 56% do lote, com os microreservatórios na saída do telhado, sendo a manutenção desses mais simples, porque as águas provêm exclusivamente do telhado. Nos microreservatórios de retenção na saída do lote, a manutenção deverá ser feita com maior frequência, pois há o aporte de sedimentos, folhas e detritos, gerados dentro do lote.

FERREIRA et al. (1997) apresentam o cálculo de um reservatório de retenção das águas pluviais destinado a reproduzir condições anteriores a urbanização intensiva devida ao loteamento Jardim Petrópolis, na Cidade de São José dos Campos – SP. O funcionamento do reservatório foi simulado mediante resolução numérica da equação de Pulz, empregando-se como entrada o hidrograma da situação urbanizada. O dispositivo de controle da saída, gerador do hidrograma efluente, um conduto circular de concreto, com 110 m de extensão, que liga o reservatório a rede de macrodrenagem, foi dimensionado com base em simulações numéricas, que consideraram as restrições construtivas, resultando num diâmetro de 0,40 m, localizado numa profundidade de 1,70 m, a mesma estipulada para o fundo da bacia de retenção. Tendo por base as vazões máximas calculadas antes e depois da urbanização da área do loteamento do Jardim Petrópolis, utilizando a equação de chuvas intensas para a cidade de São Paulo – SP, para um tempo de recorrência  $T_r = 5$  anos, foi determinado o volume de retenção do reservatório de  $1.290 \text{ m}^3$ .

Como o reservatório de retenção foi projetado após a ocupação do loteamento, optou-se por localizá-lo numa praça pública existente a jusante do mesmo, portanto em situação própria para receber o excesso do volume de chuva, captado pela microdrenagem, e, conduzi-lo à rede de macrodrenagem, evitando custos com desapropriação. Para não interferir com a



utilização atual da praça, optou-se por um reservatório subterrâneo construído em concreto armado, com paredes retangulares de (28 x 28)m e profundidade de 1,70 m.

Os resultados obtidos, juntamente com os custos estimados de R\$ 200.000,00, segundo FERREIRA et al. (1997) o emprego de reservatórios de retenção das águas pluviais, como medida estrutural em loteamentos desenvolvidos, é viável e efetivo. Evidenciaram ainda, a urgência de avaliações em maior escala e, a necessidade dos planos diretores de drenagem dos municípios do Vale do Rio Paraíba incorporarem diretrizes sobre controle de enchentes urbanas com este tipo de dispositivo.

NASCIMENTO e BAPTISTA (1997) relatam que os reservatório de amortecimento de cheias figuram entre as primeiras soluções compensatórias adotadas no Brasil, para reduzir os impactos da urbanização sobre o comportamento hidrológico das bacias hidrográficas. Citam que na Década de 1950 foram construídos, em Belo Horizonte – MG, três reservatórios com esta finalidade e, dois permanecem até hoje em funcionamento: Pampulha e Santa Lúcia. No caso, enfocaram o caso da bacia de retenção das águas pluviais no meio urbano, o Reservatório Santa Lúcia.

O reservatório situa-se na área urbana sul de Belo Horizonte – MG, sendo concebido nos anos 40, para controlar as cheias do Córrego do Leitão na área central da cidade, situada 2 km a jusante. Entrou em operação no ano de 1953, dispondo de um volume de espera da ordem de 300.000 m<sup>3</sup>. A bacia hidrográfica contribuinte ao reservatório Santa Lúcia, com área de 3,7 km<sup>2</sup>, apresentava baixa densidade habitacional. Com o crescimento urbano de Belo Horizonte, a região passou a sofrer intensa urbanização e progressiva impermeabilização. Foram ocupados, inicialmente, os fundos de vale e as encostas a jusante do reservatório Santa Lúcia. O sistema natural de macrodrenagem foi canalizado a céu aberto e, alguns anos depois, recoberto e integrado ao sistema viário.

A partir de 1974, embora com topografia acidentada e baixa coesão dos solos, as áreas

a montante do reservatório Santa Lúcia passaram a ser urbanizadas. Em 1976, apenas dois anos após o início da ocupação da bacia hidrográfica e, apesar da construção de pequenas barragens em gabiões para sedimentação, distribuídas ao longo da bacia, constatou-se a deposição de 200.000 m<sup>3</sup> de material sólido no interior do reservatório, a uma taxa de 50.000 m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>·ano.

Descrevem que, na Década de 1980 não se desenvolveram atividades e serviços de manutenção no reservatório Santa Lúcia, sua degradação intensificou-se e, os sedimentos e o lixo ocuparam totalmente o volume de espera na bacia de amortecimento. Nela, o Córrego do Leitão buscava formar um novo leito, revolvendo um grande volume de lixo, sedimentos e esgotos sanitários e, o reservatório cada vez mais distante da sua finalidade, a redução dos riscos de inundação para jusante, sendo agredido por processos erosivos, decorrentes da urbanização de montante.

Para recuperar a área do reservatório Santa Lúcia, a partir de 1988, a Prefeitura Municipal de Belo Horizonte, procurou reinseri-lo no contexto urbano, mediante três ações:

1<sup>a</sup>) Retirar o reservatório do sistema de drenagem, ligando, por intermédio de um galeria construída no fundo, o canal de montante do Córrego do Leitão ao de jusante;

2<sup>a</sup>) Transformar a área do reservatório num grande parque, equipado com ciclovias, pista para caminhadas, quadras esportivas, praças, etc.;

3<sup>a</sup>) Recuperar parte do volume útil do reservatório para a criação de um espelho d'água permanente, com objetivos paisagísticos.

As obras de macrodrenagem do reservatório e a recuperação urbanística da área foram concluídas em 1995, ao custo de 5 milhões de dólares, e, segundo a nova concepção, somente as cheias centenárias poderiam ser amortecidas pelo reservatório, na medida da capacidade de vazão do canal implantado. Portanto, o reservatório Santa Lúcia perdeu o objetivo inicial de amortecimento de cheias, ao menos para as mais freqüentes.

NASCIMENTO e BAPTISTA (1997) mostraram por meio do reservatório Santa Lúcia, que uma iniciativa pioneira de implantação de um reservatório de amortecimento de cheias, localizado no meio urbano de Belo Horizonte – MG, ficou totalmente comprometido, pelas carências de manutenção e de controle da expansão urbana, que a administração pública optou pela sua retirada do sistema de drenagem e efetuar a reurbanização da área com fins unicamente paisagísticos. Os equipamentos de lazer instalados foram muito bem aceitos pela população, e notou-se uma mudança de comportamento no sentido de preservar a área, bem como uma melhor compreensão das funções do reservatório Santa Lúcia no controle de cheias urbanas.

Para combater o crítico problema das enchentes no Município de Curitiba, talvez o maior de todos os problemas urbanos da Cidade, PEREIRA (1998) propõe três medidas principais : a.) Criação de um órgão regional de estudos e controle das bacias hidrográficas de Curitiba; b.) Todos os trabalhos de proteção e limpeza dos cursos d'água acompanhados com maior rigor e frequência, em relação à rede de drenagem das águas superficiais, freqüentemente obstruída com detritos, principalmente de vendedores ambulantes e transeuntes em geral; c.) Construções de cisternas reguladoras do excesso de vazão das águas pluviais superficiais.

A terceira medida proposta, tem a finalidade de compensar a rápida expansão das áreas pavimentadas e edificadas, que impedem a infiltração das águas no solo, é mister tornar obrigatória a construção de cisternas reguladoras que, durante um tempo adequado, armazenem o excesso da vazão das águas superficiais, liberando-o paulatinamente após as chuvas torrenciais.

De acordo com TUCCI (1998) as enchentes urbanas tem sido ampliadas devido a ocupação sem controle das bacias hidrográficas. Existem vários processos para o controle dessa ampliação, destacando-se o reservatório de detenção a nível de lote, visando a vazão

após o desenvolvimento, ser menor ou igual a vazão natural do pré-desenvolvimento.

O desenvolvimento de um lote pode produzir aumento da vazão máxima superficial em várias vezes. Exemplifica o Rio Belém em Curitiba, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, que apresentou um aumento de 6 vezes na vazão média de enchentes, após a sua urbanização com cerca de 60% de áreas impermeáveis<sup>(5)</sup>.

O controle da microdrenagem pode ser realizado a nível de lote ou loteamento. No controle do loteamento, os problemas ambientais continuam críticos, além disso na maioria das cidades brasileiras o loteamento é aprovado e, a infraestrutura dificilmente é implementada a curto prazo. Resta portanto, ao poder público controlar a densificação habitacional. Com o loteamento aprovado, o controle da densificação poderia ser realizado por meio de dispositivos de infiltração ou por reservatórios de retenção das águas pluviais.

A estimativa da vazão máxima de um lote, segundo TUCCI (1998) pode ser obtida pelo Método Racional:

$$Q = \frac{C \cdot i \cdot A}{3,6} \quad (2.48)$$

Onde: Q = vazão máxima do lote (m<sup>3</sup>/s);

C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

i = intensidade máxima da chuva (mm/h);

A = área de drenagem (km<sup>2</sup>).

A intensidade máxima da chuva é obtida por equação devida a Pfastetter:

---

<sup>(5)</sup> Para o mesmo ano de referência (1998), a taxa de impermeabilização da bacia hidrográfica do Rio Belém é 50% superior à indicada na Tabela 2.17, AI = 40%, em artigo técnico publicado em 2000.

$$i = \frac{R}{t} [a \cdot t + b \log(1 + c \cdot t)] \quad (2.49)$$

Onde:  $i$  = intensidade máxima da chuva (mm/h);

$t$  = duração da chuva (h);

$a, b, c$  = parâmetros que variam com a cidade; e,

$$R = Tr^{\left(\frac{\alpha+\beta}{Tr^{0.25}}\right)} \quad (2.50)$$

Onde:  $Tr$  = tempo de recorrência (anos);

$\alpha, \beta$  = parâmetros da localidade.

O tempo de duração da chuva ( $t$ ) é feito igual ao tempo de concentração da área de drenagem ( $t_c$ ), com a velocidade de escoamento superficial estimada por:

$$v = k \cdot I^{1/2} \quad (2.51)$$

Onde:  $v$  = velocidade de escoamento superficial (m/s);

$k$  = fator dependente da superfície (adimensional);

$I$  = declividade longitudinal do lote (%).

e o tempo de concentração:

$$t_c = \frac{L}{v} = \frac{L^{3/2}}{k \cdot \Delta h^{1/2}} \quad (2.52)$$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração da área de drenagem (h);

$L$  = comprimento da área de drenagem (m);

$v$  = velocidade de escoamento superficial (m/s);

$\Delta h$  = desnível do lote (m).

Considerando  $Q_a$  a vazão natural antes da ocupação do lote, e,  $Q_d$  a vazão depois da ocupação do lote, TUCCI (1998) determina o volume de retenção necessário para manter o pico das condições naturais por:

$$V_s = Q_d \cdot t_d \left( 1 - \frac{Q_a}{Q_d} \right) \quad (2.53)$$

Onde:  $V_s$  = volume de retenção necessário no lote ( $m^3$ );

$Q_a$  = vazão natural antes da ocupação do lote ( $m^3/s$ );

$Q_d$  = vazão depois da ocupação do lote ( $m^3/s$ );

$t_d$  = tempo de pico da vazão depois do desenvolvimento (= ao tempo de concentração da área) (s)<sup>(6)</sup>.

Na Equação (2.53) as vazões  $Q_a$  e  $Q_d$  são obtidas pela Equação (2.48) e o tempo de pico pela Equação (2.52). Portanto,

$$V_s = f(C, A, L, \Delta h, Tr, local) \quad (2.54)$$

Onde: local = indica os parâmetros da relação Intensidade x Duração x Frequência (IxDxF).

Para analisar os volumes de retenção, adotou os seguintes critérios:

1.) Lotes de tamanho usualmente utilizados nas cidades brasileiras: 300, 400, 500 e

---

<sup>(6)</sup> Igualdade válida somente para áreas muito pequenas.

600 m<sup>2</sup>. Para esses lotes foram adotadas testadas de 10, 12, 15 e 16 m, respectivamente. O comprimento adotado foi a diagonal do lote retangular. O desnível no lote foi adotado em 1%. Nesse caso, para declividades maiores existe a tendência do volume diminuir, portanto, os valores obtidos são conservadores;

2.) O coeficiente de escoamento para condições naturais adotado foi de 0,1 (matas, parques e campos de esporte) e para desenvolvimento do lote 0,5 (edificações com poucas superfícies livres);

3.) Tempos de recorrência de 2 e 5 anos.

Com base nos critérios acima e o tempo de recorrência de  $Tr = 2$  anos, foram estimados os volumes de detenção necessários para várias cidades brasileiras, os quais estão indicados na Tabela 2.40.

**Tabela 2.40** Volumes de detenção (m<sup>3</sup>) em função do tamanho do lote para algumas cidades brasileiras ( $Tr = 2$  anos)

Cidades	Área do Lote (m <sup>2</sup> )			
	300	400	500	600
Florianópolis	1,14	1,74	2,26	3,08
Aracaju	1,42	2,12	2,73	3,64
Belém	1,79	2,67	3,44	4,58
Belo Horizonte	1,66	2,47	3,18	4,22
Caxias do Sul	1,36	2,03	2,62	3,48
Cuiabá	1,86	2,77	3,57	4,74
<b>Curitiba</b>	<b>1,63</b>	<b>2,42</b>	<b>3,12</b>	<b>4,14</b>
Fortaleza	2,18	3,25	4,19	5,56
Goiânia	1,86	2,77	3,57	4,74
Rio de Janeiro	1,20	1,84	2,39	3,26
João Pessoa	1,19	1,81	2,34	3,16
Maceió	1,04	1,58	2,05	2,78
Manaus	2,01	2,98	3,84	5,09
Natal	1,30	1,94	2,50	3,33
Niterói	1,67	2,49	3,21	4,27
Porto Alegre	1,30	1,94	2,50	3,33
Porto Velho	2,07	3,09	3,98	5,28
Rio Branco	1,74	2,60	3,36	4,47
Salvador	1,15	1,75	2,27	3,09
São Luiz	1,43	2,18	2,82	3,83
São Carlos	1,66	2,49	3,21	4,29
Uruguaiana	1,32	2,01	2,60	3,54
Média	1,54	2,32	2,99	4,00
Desvio-Padrão	0,33	0,48	0,61	0,79
Cv	0,21	0,21	0,21	0,20
q (l/m <sup>2</sup> )	5,15	5,79	5,98	6,66

**Fonte:** TUCCI (1998)

Para o lote padrão mínimo das cidades brasileiras, que é de 300 m<sup>2</sup>, observa-se que é necessário, em média 1,54 m<sup>3</sup> de volume de detenção para tempo de recorrência de 2 anos, variando, para 67% dos casos entre 1,31 e 1,87 m<sup>3</sup>.

A vazão específica para esse tamanho de lote é de 5,15 l/m<sup>2</sup>, podendo chegar a 6,66 l/m<sup>2</sup> para lotes de 600 m<sup>2</sup>. O aumento do volume por unidade de área para lotes maiores é devido a diferença do tempo de concentração dos dois cenários.

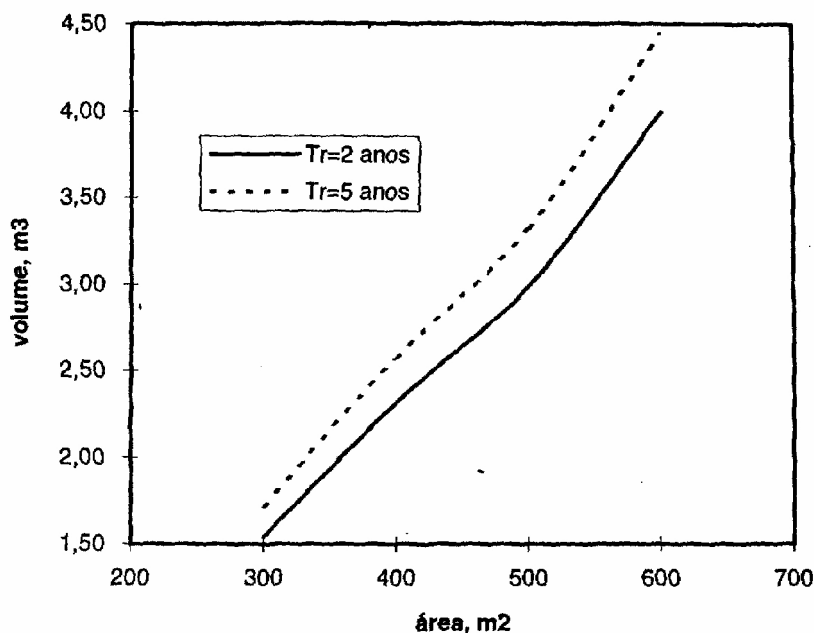
Na Tabela 2.41 são apresentados os volumes de detenção necessários para tempo de recorrência  $Tr = 5$  anos. A comparação entre os resultados para os dois tempos de recorrência são apresentados na Figura 2.51. O aumento do volume de detenção para 5 anos de tempo de recorrência é de aproximadamente 11%.

**Tabela 2.41** Volumes de detenção (m<sup>3</sup>) em função do tamanho do lote para algumas cidades brasileiras ( $Tr = 5$  anos)

Cidades	Área do Lote (m <sup>2</sup> )			
	300	400	500	600
Florianópolis	1,21	1,87	2,43	3,33
Aracaju	1,57	2,34	3,02	4,02
Belém	1,93	2,89	3,72	4,96
Belo Horizonte	1,94	2,89	3,72	4,94
Caxias do Sul	1,49	2,23	2,88	3,85
Cuiabá	2,14	3,18	4,10	5,44
<b>Curitiba</b>	<b>1,94</b>	<b>2,89</b>	<b>3,73</b>	<b>4,95</b>
Fortaleza	2,46	3,66	4,72	6,26
Goiânia	2,14	3,19	4,10	5,44
Rio de Janeiro	1,28	1,97	2,57	3,52
João Pessoa	1,31	1,99	2,58	3,49
Maceió	1,14	1,74	2,26	3,07
Manaus	2,27	3,36	4,33	5,72
Natal	1,37	2,05	2,65	3,54
Niterói	1,91	2,86	3,68	4,91
Porto Alegre	1,42	2,13	2,75	3,68
Porto Velho	2,29	3,41	4,39	5,83
Rio Branco	1,84	2,75	3,55	4,75
Salvador	1,23	1,88	2,44	3,34
São Luiz	1,50	2,30	2,98	4,07
São Carlos	1,78	2,68	3,46	4,64
Uruguaiana	1,41	2,16	2,80	3,83
Média	1,71	2,56	3,31	4,44
Desvio-Padrão	0,40	0,57	0,73	0,94
Cv	0,23	0,22	0,22	0,21
q (l/m <sup>2</sup> )	5,69	6,41	6,62	7,39

**Fonte:** TUCCI (1998)





**Figura 2.51** Comparação entre os volumes de retenção médios em lotes, para tempos de recorrência de 2 e 5 anos

**Fonte:** TUCCI (1998)

TUCCI (1998) analisando os resultados obtidos, constatou que a variabilidade dos volumes de retenção entre as cidades parece indicar que, a maior parte das cidades do Sul do Brasil ficaram abaixo da média, enquanto que das outras regiões tenderam a ficar acima. Uma parte significativa das cidades da costa do Nordeste ficaram abaixo da média. Essa variabilidade pode ser amostral, em função do tamanho e qualidade das séries históricas das chuvas máximas. Alerta que os resultados obtidos foram baseados em séries históricas das chuvas máximas observadas até o final da Década de 1950.

Os resultados obtidos para cidades brasileiras, mostram que o uso de um reservatório de retenção num lote, de 300 m<sup>2</sup> e 50% de impermeabilização, com capacidade entre 1,3 a 1,9 m<sup>3</sup> na saída do mesmo, reduz o pico do hidrograma para as condições anteriores a ocupação do lote. Esse volume representaria, aproximadamente, o volume médio utilizado para regularizar o abastecimento de uma residência unifamiliar e, alerta que tanto os aspectos construtivos como os de manutenção do reservatório de retenção das águas pluviais, são fundamentais para que esse dispositivo seja eficiente.

A introdução desse dispositivo deve aumentar o custo para cada lote, no entanto, deve reduzir o custo para a rede de drenagem do loteamento. No entanto, deve-se considerar que, a redução da vazão no lote não garante que a vazão de saída do loteamento seja menor ou igual a vazão natural, uma vez que a rede de galerias de águas pluviais deve acelerar o escoamento, e ainda, manter um pico superior ao das condições naturais.

Para controle das enchentes urbanas no Município de Santo André – SP, MARCON e VAZ JÚNIOR (1999), expõe a metodologia do Serviço Municipal de Saneamento Ambiental de Santo André – SEMASA, de como foi calculada e implantada a taxa de remuneração dos custos de operação e manutenção dos sistemas de micro e macrodrenagem urbana em Santo André.

Colocaram que, embora divisíveis e quantificáveis, os serviços de drenagem não são passíveis de tarifação, tais como os serviços de abastecimento de água. Não é possível facultar o seu uso ou seu fornecimento a critério da concessionária ou do usuário. Drenam-se as águas pluviais quer os agentes concordem ou não, pois o serviço está colocado à disposição do usuário, independentemente da sua localização.

A taxa de drenagem em Santo André – SP, remunera apenas os custos provenientes da contribuição volumétrica das águas pluviais dos imóveis à rede de drenagem, porque o cálculo se fundamenta na contribuição da área coberta, em  $m^2$ , cuja informação está disponível no cadastro imobiliário municipal. Duas variáveis complementam a área coberta, o grau de impermeabilização dos imóveis e a identificação das áreas inundáveis, as quais são passíveis de descontos no pagamento da taxa.

Segundo MARCON e VAZ JÚNIOR (1999) o cálculo da taxa de drenagem utiliza como ferramenta básica o Método Racional:

$$Q = 0,278 C I A \quad (2.55)$$

Onde:  $Q$  = vazão de projeto ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$C$  = coeficiente de escoamento (arbitrado 0,95);

$I$  = intensidade máxima da chuva ( $\text{mm}/\text{h}$ );

$A$  = área coberta ( $\text{m}^2$ ).

A intensidade de precipitação  $I$ , da Equação (2.55), é calculada para Santo André – SP, pela adoção da equação de chuvas intensas da Cidade de São Paulo:

$$I = \frac{3.462,7 \text{ Tr}^{0,172}}{(t + 22)^{1,025}} \quad (2.56)$$

Onde:  $\text{Tr}$  = período de retorno (adotado 10 anos);

$t$  = tempo de concentração (calculado em 13,5 min).

Com base nas Equações (2.55) e (2.56), e na área total coberta de Santo André,  $15.457.750 \text{ m}^2$ , determinada em 1998, indicam na Tabela 2.42 as faixas das áreas residenciais cobertas, com as respectivas vazões médias de drenagem das águas pluviais.

**Tabela 2.42** Áreas residenciais cobertas e respectivas vazões médias – Casos típicos em Santo André – SP

Área Coberta ( $\text{m}^2$ )	Vazão Média ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
Até 70	0,039
70 a 100	0,057
100 a 200	1,141
200 a 300	1,711
300 a 400	2,282
400 a 500	2,852
500 a 600	3,423

**Obs:** Os valores das vazões médias deverão ser corrigidas por um fator igual a  $6,13 \times 10^{-3}$ .

**Fonte:** MARCON e VAZ JÚNIOR (1999)<sup>(7)</sup>

<sup>(7)</sup> Os autores se equivocaram no cálculo das vazões médias pelo Método Racional, devido a utilização incorreta das unidades nas Equações (2.55) e (2.56).

MARCON e VAZ JÚNIOR (1999) estenderam o mesmo conceito, obtenção da vazão de projeto, aos volumes efetivamente lançados à rede de galerias das águas pluviais, pela aplicação da equação:

$$V_j = 1,072 \cdot 10^{-7} \cdot c_j \cdot I \cdot A_j \quad (2.57)$$

Onde:  $V_j$  = volume lançado pelo imóvel  $j$  ( $m^3$ );

$c_j$  = coeficiente de impermeabilização do imóvel (adimensional);

$I$  = intensidade pluviométrica (mm/h);

$A_j$  = área coberta do imóvel  $j$  ( $m^2$ );

e o valor da Taxa de Drenagem – TD, para o Município de Santo André – SP, obtida por:

$$TD = p \cdot V_j \quad (2.58)$$

Onde: TD = taxa de drenagem (R\$/ $m^3$ );

$p$  = custo médio do sistema /  $m^3$ .

Na Equação (2.58) o custo médio do sistema,  $p$ , é obtido pela expressão:

$$p = \frac{P}{\Sigma V_j} \quad (2.59)$$

Onde:  $P$  = custo total do sistema de drenagem (unidade monetária vigente);

$\Sigma V_j$  = volume mensal produzido na área urbana do município ( $m^3$ ).

A metodologia expressa pelas Equações (2.57), (2.58) e (2.59), foi aplicada pelos

autores no Município de Santo André – SP, no ano de 1998, onde fizeram a apropriação dos custos totais de operação e manutenção do sistema de drenagem municipal, obtendo o montante de R\$ 3,44 milhões. Com esse montante, associado ao volume total das águas drenadas no Município, obtiveram o custo médio de R\$ 184,95 / m<sup>3</sup>.

A TD – Taxa de Drenagem acrescida na tarifa de água potável e esgoto, e por usar base de cálculo o m<sup>2</sup> coberto, sub-produto da variável área construída, é um indicador da renda familiar, prevendo segundo MARCON e VAZ JÚNIOR (1999), que grandes áreas impermeabilizadas dos condomínios, plantas industriais, shopping centers e locais assemelhados, pagassem taxas de valor proporcional ao destino de suas águas pluviais à rede pública.

Exemplificaram a aplicação da TD – Taxa de Drenagem em dois setores da cidade, Setor 11 – Bairros Populares e Setor 5 – Indústria, Comércio e Áreas Nobres. No setor de bairros populares, a TD apresentou uma forte característica de progressividade. Cerca de 84% dos imóveis pagarão até R\$ 30,00 / ano, 4% pagarão até R\$ 20,00 / ano e, 12% dos imóveis estarão isentos do pagamento da TD – Taxa de Drenagem. No setor da indústria, comércio e áreas nobres, a grande maioria dos imóveis, cerca de 82%, pagarão valores até o limite de R\$ 30,00 / ano, resultado idêntico ao dos bairros populares. Somente 0,05% dos imóveis pagarão acima de R\$ 10.000,00 / ano, os quais se referem as plantas industriais cujas áreas cobertas superam os 100.000 m<sup>2</sup>.

Em relação aos valores da tarifa de água potável e esgoto, nas quais a taxa de drenagem foi lançada, MARCON e VAZ JÚNIOR (1999) citam que o acréscimo médio nas contas mínimas foi de 36%. Uma tarifa mensal de 10 m<sup>3</sup> no valor de R\$ 5,24 passou a R\$ 7,74 com a incorporação da taxa. Na medida que os consumos forem mais significativos, os impactos tendem a diluir-se. Em uma fatura mensal com 30 m<sup>3</sup> de consumo, o incremento será de apenas 3%.

Na metodologia da cobrança da TD – Taxa de Drenagem, no Município de Santo André – SP, destacaram como pontos positivos:

- a.) Possibilidade de individualizar o débito, abandonando a premissa de que os serviços de drenagem não eram mensuráveis;
- b.) Incidência universalizada, isto é, todos os imóveis que contribuem à rede de drenagem estão sujeitos a cobrança;
- c.) Necessidade de apropriação de custos e obrigação de torná-los transparentes;
- d.) Distribuição socialmente mais justa das taxas entre os usuários de maior e menor capacidade de pagamento.

FENDRICH (1999) resume na Tabela 2.43 os processos e medidas visando o retardamento do escoamento superficial das águas pluviais, assim como o amortecimento das vazões máximas das enchentes urbanas.

**Tabela 2.43** Processos e medidas para redução e retardamento do escoamento superficial urbano

Característica da Área	Redução do Escoamento	Retardamento do Escoamento Superficial
Cobertura Plana de Grandes Dimensões	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Armazenamento em cisterna</li> <li>2. Jardim suspenso</li> <li>3. Armazenamento em tanque ou chafariz</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Armazenamento no telhado, empregando condutores verticais estreitos</li> <li>2. Aumento da rugosidade do telhado:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. cobertura ondulada</li> <li>b. cobertura com cascalho</li> </ol> </li> </ol>
Estacionamentos e Pátios	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Pavimento permeável:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Cascalho</li> <li>b. Furos no pavimento impermeável</li> </ol> </li> <li>2. Reservatório de concreto ou cisterna sob o estacionamento</li> <li>3. Áreas de armazenamento gramada ao redor dos pátios e estacionamentos</li> <li>4. Valas com cascalho ou brita</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Faixas gramadas no estacionamento e no pátio</li> <li>2. Canal gramado drenando o estacionamento ou pátio</li> <li>3. Armazenamento e detenção para áreas impermeáveis:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Pavimento ondulado</li> <li>b. Depressões</li> <li>c. Bacias de detenção</li> </ol> </li> </ol>
Residenciais	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Cisternas para casas individuais ou grupo de casas</li> <li>2. Passeios com cascalho ou brita</li> <li>3. Áreas ao redor ajardinadas</li> <li>4. Recarga do lençol subterrâneo:               <ol style="list-style-type: none"> <li>a. Tubos perfurados</li> <li>b. Cascalho ou areia</li> <li>c. Valeta</li> <li>d. Tubos porosos</li> <li>e. Poços secos</li> </ol> </li> <li>5. Depressões gramadas</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Reservatórios de detenção</li> <li>2. Gramas espessas para alta rugosidade</li> <li>3. Passeios com cascalho ou brita</li> <li>4. Sarjetas ou canais gramados</li> <li>5. Aumentando o percurso da água através de sarjetas, desvios, etc.</li> </ol>
Gerais	<ol style="list-style-type: none"> <li>2. Vias com cascalho ou brita</li> <li>3. Calçadas e passeios permeáveis</li> <li>4. Canteiros cobertos com folhas e jardim gramado</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Vias com cascalho ou brita</li> <li>2. Passeios com cascalho, brita ou gramados</li> </ol>

Fonte: FENDRICH (1999)

Para a Loja Parolin do Hipermercado Carrefour, em Curitiba – PR, TECMA (1999) projetou reservatório de retenção das águas pluviais, a fim de compensar a exigência de manter 15% do solo permeável, que serviria para infiltração das águas pluviais. No dimensionamento da capacidade do reservatório de retenção das águas pluviais, TECMA (1999)<sup>(8)</sup> utilizou a expressão adotada na Cidade de São Paulo:

$$V = (0,15 A_t - A_p) \cdot I \cdot t \quad (2.60)$$

Onde:  $V$  = volume do reservatório de retenção ( $m^3$ );

$A_t$  = área total do terreno ( $m^2$ );

$A_p$  = área permeável do terreno ( $m^2$ );

$I$  = intensidade máxima da chuva (mm/h);

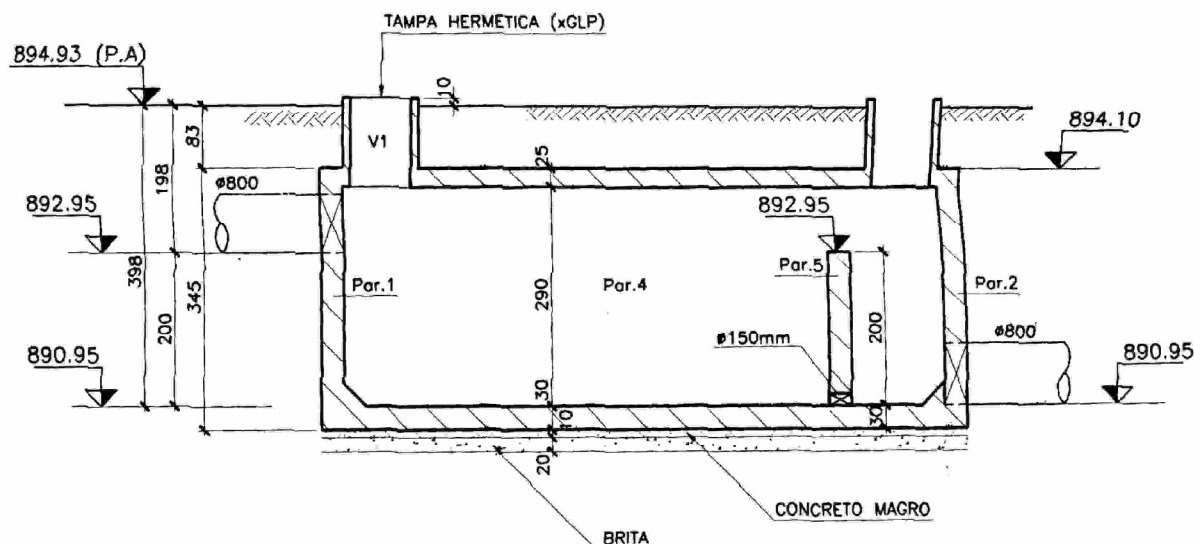
$t$  = tempo de duração da chuva (h).

Para  $A_t = 38.099,84 \text{ m}^2$ ;  $A_p = 3.700,00 \text{ m}^2$  e, adotando os valores da intensidade máxima da chuva  $I = 60 \text{ mm/h}$  e sua duração  $t = 1 \text{ h}$ , foi determinado o volume de retenção das águas pluviais  $V = 120,90 \text{ m}^3$ . Aplicando a expressão correta, o volume do reservatório deveria ser  $V = 309,60 \text{ m}^3$ .

O reservatório de retenção das águas pluviais, mostrado na Figura 2.52, tem as vazões afluentes das águas pluviais coletadas nas coberturas do hipermercado, direcionadas por uma galeria circular com 0,80 m de diâmetro.

---

<sup>(8)</sup> Utilizou a expressão incorreta.  $V = 0,15 A_i \cdot I \cdot t$ ; onde:  $A_i = A_t - A_p$  é a fração da área impermeável do terreno.



**Figura 2.52** Reservatório de detenção das águas pluviais no Hipermercado Carrefour, Loja Parolin, em Curitiba – PR, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $V = 120,90 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** TECMA (1999)

Para as vazões efluentes das águas pluviais do reservatório de detenção, também utiliza-se uma galeria circular com 0,80 m de diâmetro, direcionando o escoamento ao sistema de drenagem urbana de Curitiba. Para promover a detenção das águas pluviais na estrutura do reservatório, foi adotado um orifício com 0,15 m de diâmetro, indicado na Figura 2.52, na base de uma parede vertedora do reservatório de detenção.

HIDROSTUDIO (1999) apresenta entre seus principais estudos e projetos, vários reservatórios de detenção das águas pluviais na Região Metropolitana de São Paulo. Destacam-se os reservatórios: AM-3 no Município de Santo André, com  $130.000 \text{ m}^3$  de volume de detenção; AT-1a no Município de Mauá, também com  $130.000 \text{ m}^3$  e Dos Metalúrgicos, com  $500.000 \text{ m}^3$ , no Município de Osasco, e o Da Padroeira, no Município de Carapicuíba, com  $220.000 \text{ m}^3$  de capacidade.

Em pequenas bacias hidrográficas urbanas, GUO (1999) afirma que o Método da Administração Federal de Aviação, dos Estados Unidos da América – E.U.A., é o mais utilizado na determinação do volume necessário aos reservatórios de detenção das águas



pluviais. Nas pequenas bacias hidrográficas urbanas, a vazão máxima calculada pelo Método Racional é obtida por:

$$Q_d = \frac{C \cdot I_d \cdot A}{360} \quad (2.61)$$

$$\text{Onde: } I_d = \frac{a}{(T_d + b)^n} \quad (2.62)$$

Nas quais:  $Q_d$  = vazão afluente máxima na bacia de detenção ( $m^3/s$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

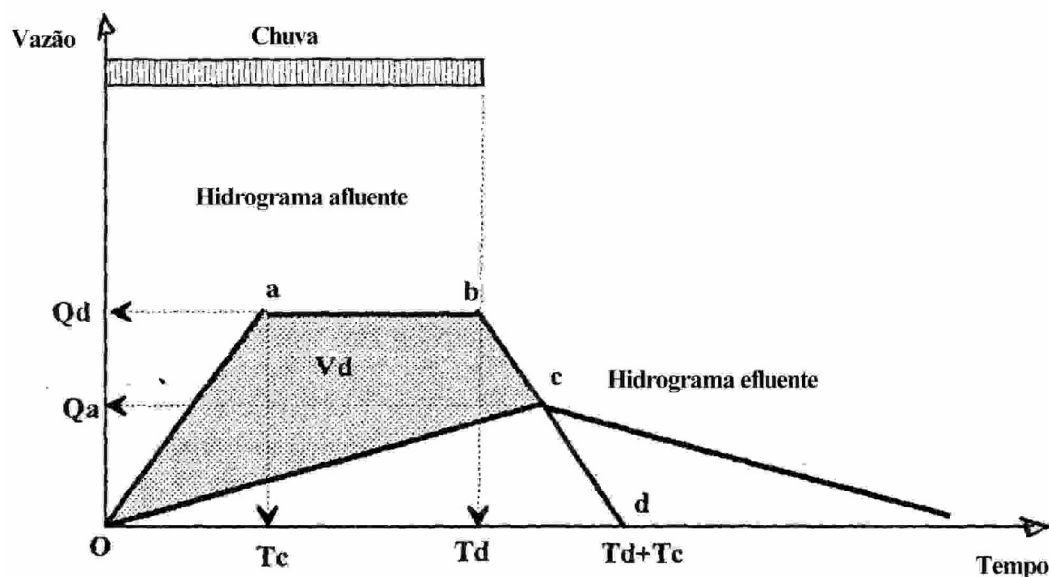
$A$  = área da bacia hidrográfica (ha);

$I_d$  = intensidade máxima da chuva (mm/h);

$T_d$  = Duração da chuva (min);

$a$ ;  $b$ ;  $n$  = constantes da relação Intensidade x Duração x Frequência ( $IxDxF$ ).

A fim de manter o mesmo nível de dificuldade da aplicação do Método Racional, a metodologia proposta pela Administração Federal de Aviação – F.A.A., dos E.U.A., adotou para hidrograma afluente a bacia de detenção, o gerado pela relação Intensidade x Duração x Frequência ( $IxDxF$ ) da região. De acordo com a Figura 2.53, a vazão máxima do hidrograma afluente inicia a partir do tempo de concentração  $T_c$ , e termina no tempo  $T_d$ , quando a chuva cessa.



**Figura 2.53** Avaliação do volume de detenção por hidrogramas (Método F.A.A.-E.U.A.)  
**Fonte:** GUO (1999)

Sem o conhecimento dos detalhes da hidráulica do extravasor na saída da bacia de detenção das águas pluviais, o volume de armazenamento é determinado pela utilização de uma linha reta do ramo ascendente do hidrograma efluente, linha Oc da Figura 2.53.

O volume de armazenamento da bacia de detenção das águas pluviais, é obtido por meio da área hachurada da Figura 2.53, igual a diferença entre as áreas trapezoidal Oabd e triangular Ocd:

$$V_d = \left[ Q_d \cdot T_d - \frac{Q_a}{2} (T_d + T_c) \right] \times 60 \quad (2.63)$$

Onde:  $V_d$  = volume de detenção necessário ao reservatório ( $m^3$ );

$Q_a$  = vazão efluente máxima da bacia de detenção ( $m^3/s$ );

$T_c$  = tempo de concentração da bacia hidrográfica (min);

$Q_d$ ;  $T_d$  = definidos anteriormente.

Substituindo a Equação (2.63) na Equação (2.61), obtém-se:

$$V_d = \left[ \frac{C \cdot I_d \cdot A \cdot T_d}{360} - \frac{Q_a}{2} (T_d + T_c) \right] \times 60 \quad (2.64)$$

Onde:  $V_d$ ;  $C$ ;  $I_d$ ;  $T_d$ ;  $A$ ;  $Q_a$  = definidos anteriormente.

Desta maneira, o volume de detenção calculado pela Equação (2.64), é a diferença entre os volumes gerados pelos hidrogramas afluente e efluente da bacia de detenção das águas pluviais.

Para uma chuva de duração  $T_d$ , o volume afluente a bacia de detenção é obtido por:

$$V_a = 60 \left( \frac{C \cdot I_d \cdot T_d \cdot A}{360} \right) \quad (2.65)$$

Onde:  $V_a$  = volume afluente a bacia de detenção ( $m^3$ );

$C$ ;  $I_d$ ;  $T_d$ ;  $A$  = definidos anteriormente.

O volume efluente da bacia de detenção das águas pluviais é definido por:

$$V_e = 60 \cdot Q_m \cdot T_d \quad (2.66)$$

Onde:  $V_e$  = volume efluente da bacia de detenção ( $m^3$ );

$T_d$  = tempo de duração da chuva (min);

$Q_m$  = vazão efluente média da bacia de detenção no período  $T_d$  ( $m^3/s$ ).

A diferença entre os volumes é obtido por:

$$V_d = \left[ \frac{C \cdot I_d \cdot A \cdot T_d}{360} - Q_m \cdot T_d \right] \times 60 \quad (2.67)$$

Onde:  $V_d$  = volume máximo necessário a bacia de detenção das águas pluviais ( $m^3$ );

$C$ ;  $I_d$ ;  $T_d$ ;  $A$ ;  $Q_m$  = definidos anteriormente.

No Método da F.A.A. (E.U.A.), de acordo com GUO (1999), a vazão efluente média é considerada uma fração da vazão efluente máxima da bacia de detenção das águas pluviais:

$$Q_m = m Q_a \quad (2.68)$$

Onde:  $m$  = proporção da vazão efluente máxima (adimensional);

$Q_m$ ;  $Q_a$  = definidos anteriormente.

Substituindo a Equação (2.68) na Equação (2.67) obtém-se:

$$V_d = 60 \left[ \frac{C \cdot I_d \cdot A \cdot T_d}{360} - m \cdot Q_a \cdot T_d \right] \quad (2.69)$$

Onde:  $V_d$ ;  $C$ ;  $I_d$ ;  $T_d$ ;  $A$ ;  $m$ ;  $Q_a$  = definidos anteriormente.

Comparando a Equação (2.69) com a Equação (2.67), conclui-se que:

$$m = \frac{(T_c + T_d)}{2 T_d} = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{T_c}{T_d} \right) \quad (2.70)$$

Onde:  $0,50 \leq m \leq 1$  para  $T_d \geq T_c$ .

Freqüentemente, recomenda-se um valor de **m** compreendido entre 0,75 e 0,85 para todos os eventos de chuva. A Equação (2.70) indica que a proporção da vazão média efluente da bacia de retenção das águas pluviais varia com o tempo de duração da chuva. É igual a unidade quando  $T_d = T_c$  e, reduz-se a 0,50 quando o tempo de duração da chuva  $T_d$  é muito maior do que o tempo de concentração  $T_c$  da bacia hidrográfica. Utilizando as Equações (2.65) e (2.66) na determinação da vazão efluente média, o volume de retenção obtido pela Equação (2.69), satisfará o princípio de conservação do volume compreendido entre os hidrogramas afluente e efluente da bacia de retenção. Este método valida as soluções depois que toda a bacia hidrográfica urbana passa a contribuir para a bacia de retenção, isto é,  $T_d \geq T_c$ .

CARVALHO (1999) considera que o meio urbano já possui coletores pluviais prontos em todos os telhados, em vias públicas e em pátios cimentados, e sua coleta só requer um reservatório de capacidade adequada ao tamanho da área de coleta.

Questiona onde serão utilizadas as águas pluviais se o sistema hidráulico das casas e edifícios tem somente o do abastecimento público. A razão de ter apenas um sistema até hoje, poderá mudar quando ganhar viabilidade econômica, porém, mesmo assim, existem situações favoráveis a utilização das águas pluviais, que dispensam instalações especiais, como em lavajatos de postos de combustíveis, galpões das garagens de ônibus e caminhões, em sanitários externos de clubes e de escolas, em locais de lavagem de veículos, de calçadas e, em inúmeros processos industriais que não necessitem água com alto grau de pureza.

A coleta das águas pluviais, de acordo com CARVALHO (1999), deveria ser exigida, em toda a bacia de contribuição, para todos os projetos e empreendimentos novos, e o estímulo para essa coleta e armazenamento nas edificações já existentes, priorizando grandes

unidades horizontais, como galpões industriais, hipermercados, shopping centers, postos de gasolina e assemelhados. Salaria que nos compartimentos geológicos de boa permeabilidade, com lençol freático profundo, a infiltração das águas pluviais se mostraria mais eficiente em termos do retardamento no escoamento.

As situações mais favoráveis a coleta das águas pluviais são as áreas cobertas de grandes galpões industriais, comerciais e de serviços, às vezes até dotados de calhas. Faltam-lhes o reservatório de armazenamento, para onde as águas pluviais deveriam ser aduzidas. Outras edificações, como residências individuais ou edifícios de apartamentos, estádios, prédios escolares, poderão requerer pequenas adaptações arquitetônicas.

NASCIMENTO et al. (1999) relataram o caso do reservatório de retenção da Pampulha, em Belo Horizonte – MG, construído na década de 1950, como parte integrante do projeto urbanístico da Cidade, o qual atende objetivos múltiplos: De abastecimento público de água, controle de enchentes e espaço de lazer. A bacia hidrográfica contribuinte a Lagoa da Pampulha tem uma área de drenagem de 95 km<sup>2</sup> e, por ocasião de sua inauguração apresentava um espelho d'água de 261 ha e volume de reservação de 18 milhões de m<sup>3</sup>.

A taxa de erosão natural na bacia, calculada em 75.000 m<sup>3</sup>/ano, foi avaliada em 380.000 m<sup>3</sup>/ano em 1989. O volume de reservação foi reduzido de 18 para 10 milhões de m<sup>3</sup>, apesar das intensas operações de dragagem efetuadas, desassoreando 4,2 milhões de m<sup>3</sup>. Persistindo a evolução deste quadro, projeta-se uma capacidade remanescente da ordem de 6 milhões de m<sup>3</sup> no ano de 2007 e o assoreamento completo do reservatório para o ano de 2020.

A capacidade de amortecimento das enchentes no reservatório da Pampulha, já foi significativamente reduzida. A capacidade de amortecimento original reduzia o pico em 64%, ou seja, de 308 m<sup>3</sup>/s para 112 m<sup>3</sup>/s. Atualmente, os valores do amortecimento estão próximos de 49%, com vazões de pico efluentes de 151 m<sup>3</sup>/s. Este valor representa uma vazão adicional

no sistema de macrodrenagem a jusante de  $39 \text{ m}^3/\text{s}$ .

No que diz respeito as canalizações de jusante, se elas comportariam as vazões efluentes centenárias ( $T_r = 100$  anos) nas condições iniciais do reservatório, no atual quadro de assoreamento, apenas um pequeno trecho comporta a enchente centenária, e em 2007, todo o sistema de macrodrenagem a jusante estará comprometido, caso não haja reversão do quadro atual. Na hipótese de assoreamento completo do reservatório, conduziria a situações catastróficas a jusante da barragem, principalmente por tratar-se de áreas intensamente urbanizadas, apresentando equipamentos urbanos importantes, tais como o Aeroporto da Pampulha e vias arteriais com tráfego intenso.

NASCIMENTO et al. (1999) salientam que no Brasil, devido a multidisciplinaridade da equipe técnica a ser envolvida na concepção, dimensionamento e gestão de bacias de detenção no controle de enchentes urbanas, sua utilização ainda é vista com desconfiança, pois não existe a visão integrada dos profissionais envolvidos. A adequada inserção ambiental desta solução técnica no controle das enchentes urbanas, requer visão integrada tanto dos aspectos urbanísticos, hidrológicos, e ambientais, como dos aspectos legais da questão.

Na Tabela 2.44 elaboraram uma síntese dos critérios que devem ser levados em conta no projeto de uma bacia de detenção ou de retenção das águas pluviais na drenagem urbana.

**Tabela 2.44** Critérios para projeto de bacias de detenção ou de retenção das águas pluviais

Critério	Elementos de análise	
Funcional	Primária	Vazão de pico, forma do hidrograma, características de reservação e descarga
	Secundária	Área e perímetro do reservatório, controle do assoreamento, acessos
Ambiental	Proteção ambiental	Qualidade da água, ecologia aquática, controle de insetos
	Urbanismo	Inserção paisagística, equipamentos de lazer, convivência, acesso de veículos e pedestres, estacionamento
Construtivo	Praça de trabalho, acessos, disponibilidade de materiais e mão de obra	
Operacional	Inspeção e manutenção do reservatório e das estruturas hidráulicas, remoção de sedimentos e lixo, manutenção dos equipamentos urbanos	
Legal	Regulamentação de uso como equipamento urbano, regulamentação quantitativa e qualitativa das águas afluentes	

**Fonte:** NASCIMENTO et al. (1999)

Em visita do Autor, realizada em 22/08/2000, na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center, obtive do Gerente de Operações da Loja, Sr. Marcos de Carvalho, informações a respeito do reservatório de retenção das águas pluviais, ilustrado na Figura 2.54, construído em Setembro de 1998.



**Figura 2.54** Reservatório de retenção das águas pluviais na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center, Bairro Jardim das Américas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

**Data:** 22/08/2000

De acordo com o Sr. Marcos de Carvalho, as áreas impermeáveis do terreno totalizam 18.000 m<sup>2</sup>, que drenam ao reservatório de retenção das águas pluviais, compostas de 8.000 m<sup>2</sup> da cobertura da loja e, 10.000 m<sup>2</sup> das áreas pavimentadas, dos pátios de estacionamento dos veículos, incluindo-se as coberturas da Lanchonete McDonald's e das guaritas de acesso.

Com relação ao método hidrológico utilizado na avaliação do hidrograma das vazões afluentes do escoamento superficial, assim como o hidrograma das vazões efluentes do reservatório de retenção, o Autor não teve acesso ao memorial técnico e descritivo, porém da



Prancha SW4.5 – “Projeto Hidráulico de Drenagem das Águas Pluviais”, retirou os valores indicados na Tabela 2.45.

**Tabela 2.45** Vazões afluentes ao reservatório de retenção das águas pluviais da Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center

Trecho da Galeria de Águas Pluviais	Diâmetro (mm)	Declividade (%)	Vazão Afluente (l/s)
CX11 – Escada Dissipadora (Entrada do Reservatório)	300	0,5	25,82
CX12 – Escada Dissipadora (Entrada do Reservatório)	800	0,7	97,43
CX13 – Escada Dissipadora (Entrada do Reservatório)	500	1,3	120,93
CX14 – Escada Dissipadora (Entrada do Reservatório)	500	0,9	34,54

**Fonte:** Prancha SW4.5 (28/09/1998)

De acordo com a Tabela 2.45, a vazão afluente máxima de 278,72 l/s, na entrada do reservatório de retenção das águas pluviais, é feita por meio de uma escada dissipadora de energia hidráulica, ilustrada na Figura 2.55, para regularização do escoamento na sua entrada. Na extremidade inferior da escada dissipadora, junto da entrada do reservatório de retenção, Figura 2.56, ilustra a grade retentora dos detritos transportados pelas águas pluviais, visando evitar a deposição no seu interior, ou ocasionar entupimento do extravasor na saída do reservatório.

A superfície do fundo do reservatório de retenção das águas pluviais, Figura 2.57, é permeável, permitindo o crescimento da vegetação e a infiltração da água no solo, entre os interstícios e vazios das pedras arredondadas e seixos de rio, assentados no seu fundo.

Para auxiliar na infiltração das águas no solo, foram construídos no fundo do reservatório de retenção, vários poços de infiltração, conforme o detalhe mostrado na Figura 2.58.



**Figura 2.55** Escada coletora das águas pluviais de toda a área de drenagem, na entrada do reservatório de detenção do Hipermercado Wal Mart Center

**Data:** 22/08/2000



**Figura 2.56** Grade retentora dos detritos na entrada da bacia de detenção das águas pluviais

**Data:** 22/08/2000

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 2.57** Detalhe da superfície do fundo do reservatório de retenção das águas pluviais na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center

**Data:** 22/08/2000



**Figura 2.58** Detalhe do poço de infiltração das águas pluviais no fundo do reservatório de retenção

**Data:** 22/08/2000



Segundo informação extraída da Prancha SW4.5 – “Projeto Hidráulico de Drenagem das Águas Pluviais”, o reservatório de retenção das águas pluviais, construído na Loja Avenida das Torres, do Hipermercado Wal Mart Center, localizado no Bairro Jardim das Américas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, descarrega para a rede pública de drenagem, uma vazão máxima de 180 l/s, através de um extravasor tipo bueiro circular, com 0,40 m de diâmetro e tubulação assentada com declividade de 0,9%, ilustrado na Figura 2.59. A capacidade do reservatório de retenção das águas pluviais, tem um volume de armazenamento de 180 m<sup>3</sup>, correspondendo a 10 litros de águas pluviais por m<sup>2</sup> de área impermeabilizada do terreno.



**Figura 2.59** Bacia de retenção das águas pluviais do Hipermercado Wal Mart Center, Loja Avenida das Torres, no Bairro Jardim das Américas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. ( $V = 180 \text{ m}^3$ ; Extravasor da saída:  $\varnothing = 0,40 \text{ m}$  e  $Q = 0,18 \text{ m}^3/\text{s}$ )

**Data:** 22/08/2000

Considerando a vazão afluente máxima ao reservatório de retenção, 278,72 l/s, e a

efluente máxima 180 l/s, o amortecimento do pico máximo, proporcionado pelo armazenamento temporário das águas pluviais, é igual a 64,6% e, nesta condição limite, cessada a chuva de projeto, o tempo de esvaziamento do reservatório de retenção é aproximadamente igual a 30 min.

TUCCI (2000) afirma que o volume de retenção das águas pluviais, para reduzir a vazão máxima às condições pré-existent nas bacias hidrográficas, é estimado com base na equação:

$$V = (Q_d - Q_a) \cdot t \quad (2.71)$$

Onde:  $V$  = volume de retenção das águas pluviais ( $m^3$ );

$Q_d$  = vazão de pico após o desenvolvimento ( $m^3/s$ );

$Q_a$  = vazão correspondente a condição natural ( $m^3/s$ );

$t$  = tempo da precipitação que produz o maior volume (s).

Aplicando o Método Racional e a relação Intensidade x Duração x Frequência ( $IxDxF$ ), o volume de retenção  $V$  da Equação (2.71) fica:

$$\frac{V}{A} = \left[ 0,278 \cdot C \cdot \frac{a}{(t + b)^d} - Q_a \right] \cdot t \cdot 60 \quad (2.72)$$

Onde:  $A$  = área da bacia hidrográfica ( $km^2$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$a$ ;  $b$ ;  $d$  = coeficientes da relação  $IxDxF$ ;

$t$  = tempo de duração da chuva máxima (min);

$V$  = volume de retenção ( $m^3/km^2$ ).

A duração que produz o maior volume de detenção é obtido pela derivada da Equação (2.72), resultando numa equação não-linear, cuja solução por iteração:

$$t = \left( \frac{t+s}{w} \right)^r - b \quad (2.73)$$

$$\text{Onde: } w = \frac{Q_a}{0,278 \cdot a \cdot C \cdot (1-d)}; \quad s = -\frac{b}{1-d}; \quad r = \frac{1}{d+1}.$$

Utilizando os dados da Cidade de Porto Alegre – RS, para vários níveis de urbanização dos lotes e de áreas impermeáveis das bacias hidrográficas, indicados na Tabela 2.46, TUCCI (2000) avaliou pela Equação (2.72) os valores dos volumes de detenção necessários para redução das vazões máximas, os indicados na Tabela 2.47.

**Tabela 2.46** Impactos da urbanização nas bacias hidrográficas

Área impermeável no lote (%)	Área impermeável na bacia (%)	Aumento da vazão específica*	Aumento do volume de escoamento superficial*
7,0	20	6,52	2,15
20,0	30	9,65	3,22
33,3	40	12,90	4,29
46,7	50	16,24	5,36
60,0	60	19,65	6,44
73,3	70	23,14	7,51
80,0	80	26,67	8,58

\* Aumento em número de vezes com relação a condição rural da bacia hidrográfica

**Fonte:** TUCCI (2000)

**Tabela 2.47** Volumes de detenção necessários em bacias hidrográficas urbanizadas de Porto Alegre – RS

Área impermeável no lote (%)	Área impermeável na bacia (%)	Volume de detenção (m <sup>3</sup> /ha)	Parcela da área da bacia necessária para detenção (%)
7,0	20	50,64	0,26
20,0	30	83,41	0,42
33,3	40	120,20	0,60
46,7	50	160,38	0,80
60,0	60	203,55	1,04
73,3	70	249,41	1,25
80,0	80	297,72	1,50

**Fonte:** TUCCI (2000)

A última coluna da Tabela 2.47 apresenta a parcela da área necessária para a detenção das águas pluviais da drenagem urbana, considerando-se um reservatório com 2,0 m de profundidade. Pode-se observar que a área necessária para a detenção é muito pequena, com relação a área de drenagem da bacia hidrográfica.

### 2.2.2. Utilização das Águas Pluviais

Em se tratando da utilização das águas pluviais para abastecimento, AZEVEDO NETTO (1991), classifica as regiões hidrológicas conforme o potencial da precipitação média anual em:

- a.) Baixo:  $P < 1.000 \text{ mm}$ ;
- b.) Razoável:  $1.000 \text{ mm} \leq P \leq 1.500 \text{ mm}$ ;
- c.) Muito Bom:  $1.500 \text{ mm} \leq P \leq 2.000 \text{ mm}$ ;
- d.) Excelente:  $P > 2.000 \text{ mm}$ .

A captação das águas pluviais, em sistemas individuais de abastecimento de água, tem sido uma prática usual há muitos anos, em regiões brasileiras desprovidas de redes públicas de água potável. Em sistemas públicos, essa técnica vem sendo aplicada em comunidades pequenas. No polígono das secas, no Nordeste Brasileiro, por exemplo, muitas cisternas e muitos açudes foram construídos. Existe um sistema de abastecimento coletivo que funciona desde 1943, na Ilha de Fernando de Noronha, que foi construído pelos norte-americanos durante a 2ª Guerra Mundial.

As instalações domiciliares podem ter ou não um pequeno filtro lento, instalado junto ao reservatório de armazenamento das águas pluviais. As instalações públicas nas pequenas comunidades geralmente incluem, em seguida as áreas de coleta, reservatórios de armazenamento, filtros lentos e reservatórios de distribuição e, para o dimensionamento dos



sistemas, segundo AZEVEDO NETTO (1991), são indispensáveis os dados seguintes:

- 1.) Precipitação anual média mínima;
- 2.) Número máximo de dias sem chuvas significativas;
- 3.) Consumo de água máximo mensal.

Da quantidade total precipitada, admite-se que poderão ser aproveitados 50%, levando em conta o coeficiente de escoamento superficial, e as demais perdas inevitáveis.

RAINWATER REPORT (1994), da Cidade de Sumida – Japão, relata que a utilização das águas pluviais está baseada em três regras básicas:

1ª) Reforço ao sistema público de abastecimento de água para a Cidade: O volume precipitado médio anual na cidade de Sumida é  $20 \times 10^6 \text{ m}^3$  e objetiva-se a auto-suficiência de água para abastecimento, a fim de não ficarem dependentes dos outros municípios da região;

2ª) Prevenção de desastres na Cidade: As águas pluviais tem sido usadas para combate à incêndios ou ainda, para uso geral pelo público nas épocas de emergência;

3ª) Conservação do meio ambiente urbano: Armazenando águas pluviais e permitindo que ela se infiltre no solo, evitar-se-á a poluição dos rios e prevenirá a ocorrência de enchentes nos eventos críticos de chuvas intensas. Criará um sistema de circulação da água, permitindo a recarga das águas subterrâneas e uma cidade auto-suficiente em água e áreas verdes.

RAINWATER REPORT (1994) subdivide a utilização das águas pluviais da drenagem urbana, em empreendimentos residenciais, em empresas privadas, nos órgãos públicos, nas áreas comerciais, esportivas e, nas escolas.

A utilização em residências, destaca o reservatório de armazenamento das águas pluviais “Tensuison”, Figura 2.60, projetado pelo Sr. Nobuo Tokunaga.



**Figura 2.60** Reservatório de armazenamento das águas pluviais “Tensuison” (Japão)  
( $V = 0,20 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

“Tensuison” tem o significado de duas palavras “céu” e “água” e, o reservatório de armazenamento das águas pluviais, segundo seu projetista, o Sr. Tokunaga, é fundamentado na idéia de que as águas pluviais devem ser tratadas com harmonia e respeito. Para o “Tensuison” chegar a sua forma final, demandaram quatro anos de trabalho do seu inventor, para projetar este novo sistema.

O reservatório é um tambor cilíndrico, usado como bóia em tanques rede nas fazendas de piscicultura. É instalado sobre um pedestal metálico, dotado de um medidor de nível, um extravasor para as chuvas excedentes, um registro no fundo para sua limpeza e, uma torneira na sua base, custando 45.000 ienes/reservatório<sup>(\*)</sup>.

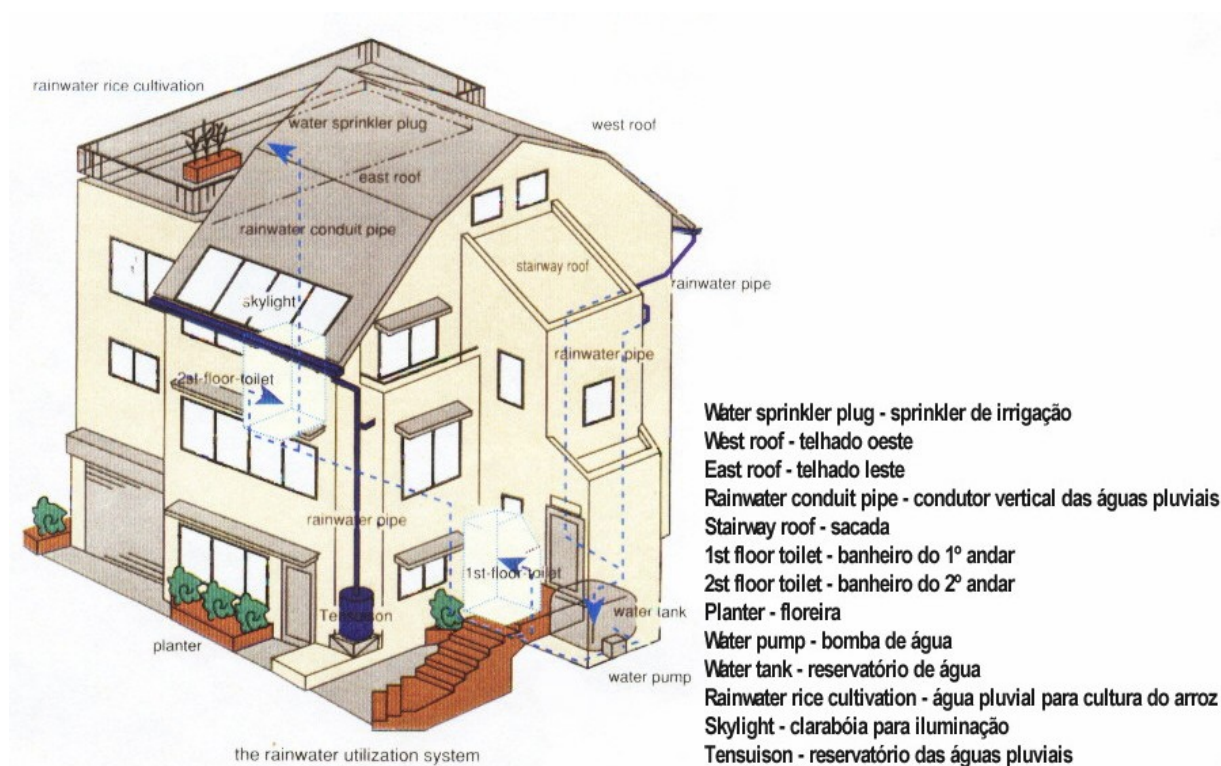
Quando o Sr. Tokunaga concluiu o projeto do reservatório “Tensuison”, ele criou o

---

<sup>(\*)</sup> 100 ienes  $\approx$  1 US\$

Laboratório de Pesquisa Sobre Utilização das Águas Pluviais, disseminando as informações sobre a coleta e utilização dessas águas, em todo o Território Nacional, e, desenvolvendo novos estudos e pesquisas. Atualmente, está construindo 80 reservatórios “Tensuison” e, devido a sua valiosa contribuição para a conservação do meio ambiente, a Prefeitura Municipal de Sumida certificou o Laboratório de Pesquisas do Projetista do “Tensuison” como uma “Loja Ecológica”.

Com a disseminação da idéia de utilização das águas pluviais com o reservatório “Tensuison”, RAINWATER REPORT (1994) relata que o arquiteto Shigemoto Sahara, construiu sua casa, introduzindo um sistema completo de utilização das águas pluviais (Figura 2.61).



**Figura 2.61** Sistema completo de utilização das águas pluviais em residências (Casa do arquiteto Shigemoto Sahara na Cidade de Sumida – Japão) ( $V = 0,90 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

A casa de três pavimentos, construída com arquitetura ocidental, tem um reservatório

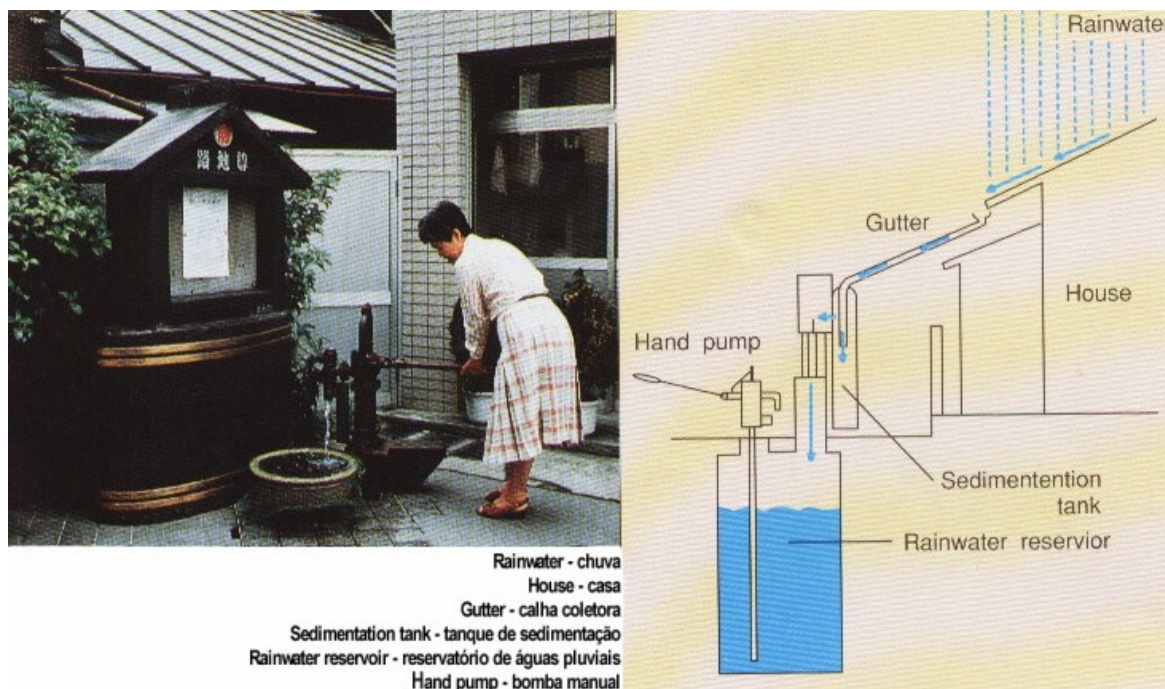
de armazenamento das águas pluviais “Tensuison”, instalado ao lado da escada de acesso a porta de entrada, tornando a residência do arquiteto Sahara num marco de referência, na utilização das águas pluviais, da Cidade de Sumida, na Região Metropolitana de Tóquio.

A residência tem um 2º reservatório de armazenamento das águas pluviais, com 0,90 m<sup>3</sup> de capacidade, instalado embaixo da entrada e, a partir deste, as águas pluviais são recalçadas para utilização nos vasos sanitários dos banheiros do 1º e 2º pisos, para regar as plantas das floreiras, para refrigeração dos telhados com aspersão por “sprinklers” e, para o cultivo do arroz nos canteiros da cobertura.

O Arquiteto surpreendeu-se com o consumo elevado das águas pluviais nos vasos sanitários e, os 900 litros de capacidade do reservatório, são suficientes apenas para o consumo de dois dias, para Sua família, composta de seis pessoas.

Em algumas épocas do ano, com escassez de chuvas, o reservatório fica totalmente vazio, então, o arquiteto Sahara instalou um sensor no sistema, fazendo com que a água da rede pública abasteça o reservatório, automaticamente, quando o nível das águas pluviais baixar até um determinado ponto.

Na cidade de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio, a utilização das águas pluviais começou a ser discutida em 1986, quando foi sugerido que as águas pluviais fossem utilizadas no “Rojison”- Centro Comunitário destinado a prevenção de desastres e emergências da Cidade, Figura 2.62, cujo reservatório tem 25 m<sup>3</sup> de capacidade de armazenamento das águas pluviais.



**Figura 2.62** “Rojison” – Centro comunitário de atendimento a emergências na Cidade de Sumida (Japão) ( $V = 25 \text{ m}^3$ )  
**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

A tradição japonesa dos banheiros públicos, teve um novo impulso com a utilização das águas pluviais. Um desses banheiros é administrado pelo Sr. Shigeru Itoh.

O reservatório de armazenamento tem capacidade de  $9 \text{ m}^3$  e as águas pluviais respondem por quase toda a água utilizada na descarga dos vasos sanitários. Além dos vasos sanitários, são utilizadas num pequeno repuxo e numa cascata localizada junto aos vestiários e quartos de banho.

Para que as crianças entrem em contato com as águas pluviais, e despertem a consciência ecológica, o Sr. Itoh instalou uma bomba manual, ao lado da entrada do banheiro público, criando um espaço onde as crianças pudessem brincar com as águas pluviais.

Junto ao banheiro público foi instalado um centro de reciclagem para latas vazias, caixas de papelão de leite e vidros. As pessoas trazem latas, vidros e caixas de papelão recicláveis e, antes de entregarem ao posto de reciclagem, lavam essas embalagens com as águas pluviais.



Devido a essas características, o banheiro público administrado pelo Sr. Itoh, também recebeu certificação ambiental de “banheiro ecológico”, pela Prefeitura Municipal de Sumida.

A utilização das águas pluviais em empresas privadas, é exemplificada por RAINWATER REPORT (1994), nos edifícios Honjo GC, da Editora Toppan Ltda, e Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da Indústria Yoshida K. Kogyo de peças e utensílios de alumínio.

A construção do edifício da Editora Toppan Ltda começou em Abril de 1992, coincidindo, praticamente, na época de realização da Conferência Mundial do Meio Ambiente e Desenvolvimento, no Rio de Janeiro – Brasil, ECO-Rio 1992, e o arquiteto das instalações, Koji Suzuki, adaptou ao projeto do edifício um sistema de utilização das águas pluviais, adequando-o as recomendações da Declaração Universal do Meio Ambiente, emanadas da Conferência Mundial.

O Edifício Honjo GC, Figura 2.63, tem oito pavimentos e um subsolo, com área construída total de  $13.270 \text{ m}^2$ . As águas pluviais são coletadas nos telhados do edifício novo e de um estúdio pré-existente, e armazenadas num reservatório subterrâneo com  $356 \text{ m}^3$  de capacidade.

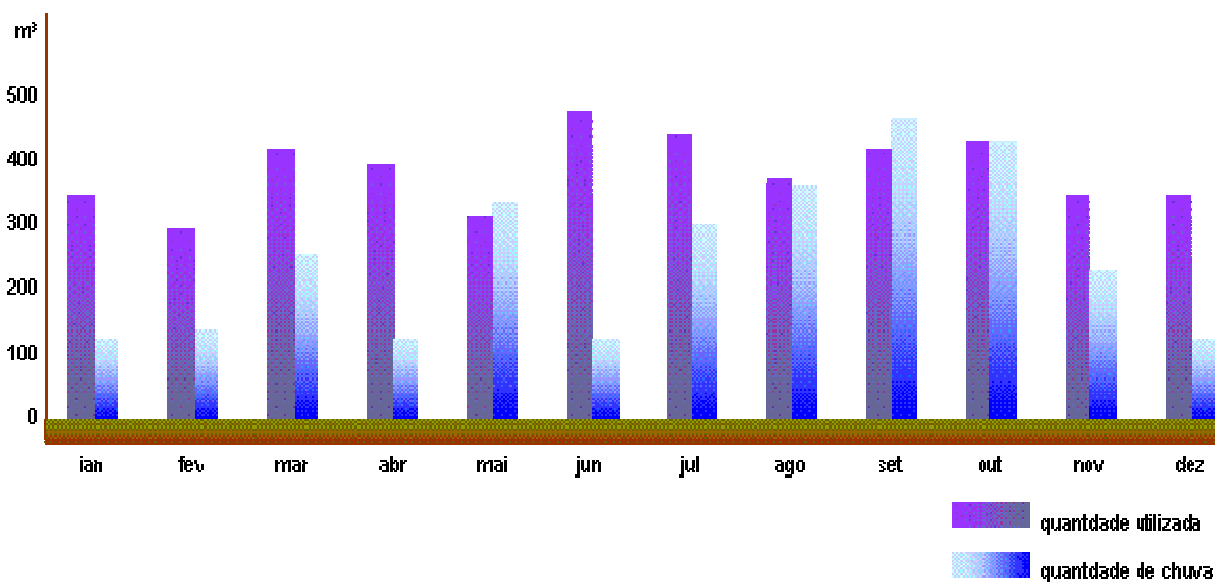


**Figura 2.63** Edifício Honjo GC, da Editora Toppan Ltda (Japão) ( $V = 356 \text{ m}^3$ )  
**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

Do reservatório de armazenamento subterrâneo, as águas pluviais são recalçadas a um reservatório superior instalado na cobertura, e utilizadas para descarga nos vasos sanitários de toda a edificação. Quando o reservatório subterrâneo esvazia, ele é abastecido, automaticamente, pelo sistema de abastecimento público. Por outro lado, quando está cheio, uma válvula fecha, cortando o fluxo das águas pluviais ao reservatório. Outra característica do sistema são os sensores de chuva e de neve, os quais, automaticamente, previnem que a água poluída que precipita quando começa a chover, adentrem por primeiro no reservatório.

O volume do reservatório de armazenamento das águas pluviais com 356 m<sup>3</sup>, foi dimensionado em função do consumo médio mensal de água nos vasos sanitários e o volume precipitado médio mensal coletado nas coberturas, ambos indicados na Figura 2.64.



**Figura 2.64** Volumes médios mensais de água consumidos nos vasos sanitários e coletados no Edifício Honjo GC (Japão)

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

Quando o sistema de utilização das águas pluviais foi introduzido no Edifício Honjo GC, a Editora Toppan Ltda considerou a taxa de retorno do capital que seria investido no sistema. Antes de investir uma quantia extra de 15 milhões de ienes (US\$ 150.000,00) no sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais, a Editora Toppan Ltda, analisou



vários aspectos, tais como a relação capacidade de armazenamento x custos de operação e manutenção, assim como as considerações ambientais de tal sistema.

O edifício do Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da Indústria Yoshida K. Kogyo – YKK-R&D, Figura 2.65, concluído em Abril/1993, também possui um sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais, com características semelhantes ao edifício da Editora Toppan Ltda.



**Figura 2.65** Edifício do Centro Empresarial YKK-R&D com sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais na Cidade de Sumida – Japão ( $V = 280 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

O centro empresarial é composto de dois edifícios com oito pavimentos e dois subsolos. Um deles é o setor administrativo e no outro são os setores de estudos e pesquisas e de treinamento. As águas pluviais são coletadas dos telhados dos edifícios e do pátio de estacionamento e armazenadas num reservatório subterrâneo com  $280 \text{ m}^3$  de capacidade.

As águas pluviais passam por um dispositivo de filtração para remover as impurezas, e são utilizadas para descarga nos vasos sanitários do edifício administrativo. Quando o reservatório está cheio fornece águas pluviais por três dias, e, quando as chuvas não são suficientes, é enchido com águas do sistema público de abastecimento.

Segundo o diretor presidente do centro empresarial, Michio Yamada, sob ponto de vista experimental, foi instalado um reservatório com menor capacidade de armazenamento.

Afirma que deseja instalar outro reservatório de armazenamento com maior capacidade e mostrar aos outros sócios do Centro Empresarial, as vantagens da utilização desse tipo de sistema e, em futuro próximo, outras unidades da Companhia YKK-R&D serão incentivadas a instalarem sistemas de armazenamento e utilização das águas pluviais.

O Ryogoku Kokugikan, ginásio da Associação Japonesa de Sumô, na Cidade de Sumida, concluído em Janeiro de 1985, Figura 2.66, foi uma das primeiras instalações privadas do Japão a introduzir sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais em grande escala.



**Figura 2.66** Ginásio de Sumô Ryogoku Kokugikan, na Cidade de Sumida – Japão, com sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais em grande escala ( $V = 1.000 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

A Prefeitura Municipal de Sumida solicitou a Associação de Sumô, para que fosse construído no ginásio Kokugikan um reservatório de detenção, a fim de controlar as enchentes provocadas pelas chuvas intensas. Em função dessa solicitação, nasceu a idéia das instalações para utilização das águas pluviais no ginásio Kokugikan, hoje, uma das instalações mais proeminentes do Japão.

Uma das principais características do sistema é o grande telhado do ginásio, com  $8.400 \text{ m}^2$  de área. As águas pluviais coletadas nessa área são armazenadas num reservatório

no subsolo com 1.000 m<sup>3</sup> de capacidade e, utilizadas para descarga nos vasos sanitários, abastecimento das torres de refrigeração, molhar as plantas das floreiras, lavagem dos pátios de estacionamento, no sistema de combate a incêndios, como também, para derreter a neve acumulada no telhado, no inverno.

Em órgãos públicos, RAINWATER REPORT (1994) destaca a construção da nova sede da Prefeitura de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio, inaugurada em Fevereiro de 1990, as margens do Rio Sumida, Figura 2.67, onde foi introduzido um sistema de utilização das águas pluviais, acoplado a um sistema de reciclagem das águas servidas.



**Figura 2.67** Sede nova da Prefeitura Municipal de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio, com sistema de utilização das águas pluviais ( $V = 1.000 \text{ m}^3$ )

**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)

As chuvas que precipitam nos telhados dos edifícios, totalizando 5.000 m<sup>2</sup> de área, tem as águas pluviais armazenadas num reservatório subterrâneo com 1.000 m<sup>3</sup> de capacidade. As

águas servidas dos lavatórios dos banheiros e das pias dos restaurantes e lanchonetes, assim como as pluviais, são reunidas e esterilizadas, sendo recalçadas para um reservatório superior, e então, utilizadas nas descargas dos vasos sanitários e dos mictórios.

De acordo com dados levantados no ano de 1993, o volume de água consumido nos vasos sanitários e mictórios foi, aproximadamente, de 13.600 m<sup>3</sup>. Desse total, 7.000 m<sup>3</sup> (51,5%) foram provenientes das águas pluviais e 4.000 m<sup>3</sup> (29,4%) das águas recicladas, significando que somente dentro da Prefeitura da Cidade, foram economizados 11.000 m<sup>3</sup> de água, cerca de 81% do total consumido nos vasos sanitários e mictórios.

RAINWATER REPORT (1994) coloca que a maior relevância na questão dos sistemas de utilização das águas pluviais, é a educação ambiental das crianças em jardins de infância e dos alunos das escolas elementares e secundárias. Para isso, a Secretaria de Educação de Sumida, promoveu seminários de difusão das informações e a importância que representam os sistemas de armazenamento e utilização das águas pluviais para o meio ambiente. Fez apresentações em todas as escolas do Município, a fim de verificar quais estariam interessadas na instalação de um reservatório “Tensuison”.

A Escola Elementar Kosei, Figura 2.68, com 381 alunos, foi a primeira a instalar o reservatório “Tensuison”, em Dezembro de 1993.



**Figura 2.68** Reservatório “Tensuison” da Escola Elementar Kosei em Sumida – Japão. Alunos regando flores nos canteiros (Educação Ambiental).

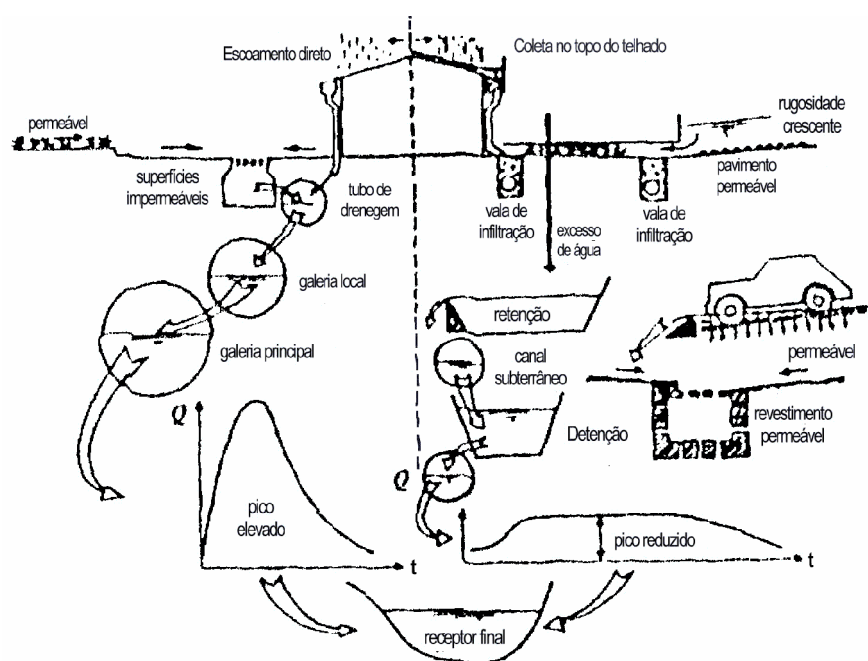
**Fonte:** RAINWATER REPORT (1994)



A direção da Escola Elementar Kosei, assim como as professoras e os professores, estavam ansiosos para despertar nas crianças o interesse natural pela utilização das águas pluviais. As águas são coletadas no telhado da escola, armazenadas no reservatório “Tensuison” e, utilizadas para regar as plantas e flores dos jardins da escola.

Atualmente, 23 escolas estão instalando o reservatório “Tensuison” e, a Secretaria de Educação deseja instalá-lo em todas as escolas de Sumida, criando um ambiente que facilite a interação entre as crianças, as águas pluviais e o meio ambiente em que vivem.

De acordo com BRAGA (1994), a antiga filosofia de atender critérios de diluição nos corpos d’água receptores, está sendo substituída pelo conceito de gerenciamento integrado da qualidade da água em regiões urbanas. A ênfase do novo conceito é o controle na fonte, em oposição às soluções de saída e, tratamento da maior parte da poluição do escoamento superficial. Observa-se, especialmente em grandes áreas metropolitanas, que a solução da drenagem através de redes de coleta, galerias e canais não é suficiente ou leva a soluções extremamente onerosas. Esta situação está mostrada no lado esquerdo da Figura 2.69.



**Figura 2.69** Formas de controle das enchentes urbanas  
**Fonte:** BRAGA (1994)

A solução alternativa, mostrada no lado direito da Figura 2.69, tem sido utilizada para um eficiente controle na fonte. Os sistemas de drenagem urbana modernos, tanto projetados e construídos desde o início (cidades novas) ou, desenvolvidos a partir da reabilitação de sistemas existentes, deverão levar em conta as medidas de controle na fonte, tanto para quantidade como para qualidade das águas. Alguns exemplos práticos, desta nova realidade, são encontrados em cidades novas, como Kohoko New City no Japão, e na reabilitação da bacia hidrográfica do Rio Emscher na Alemanha.

Com relação aos sistemas de armazenamento e utilização das águas pluviais, BUETTNER (1994) salienta que a implantação desse tipo de sistema poderá compor normas e regulamentos do uso e ocupação do solo dos municípios. A instalação poderá ser incentivada, por meio de benesses fiscais ou construtivas, aos proprietários que adotarem a alternativa, pois haverá redução considerável de gastos públicos, tanto no sistema de abastecimento público como no sistema de drenagem urbana.

No abastecimento público, a vantagem principal é a diminuição na tarifa de consumo de água tratada, com a conseqüente otimização dos mananciais de abastecimento. A economia de água tratada é resultante da utilização das águas pluviais para fins não nobres, tais como: Rega de jardins, lavagem de calçadas; lavagem de veículos; descarga em vasos sanitários; combate a incêndios; processos industriais; lavagem de ruas; limpeza de coletores de esgoto; fontes ornamentais e chafarizes.

Segundo BUETTNER (1994), não são necessários custos energéticos para operar o sistema como alternativa ao abastecimento, pois mesmo com bomba de recalque, os custos de energia são pequenos. O sistema de armazenamento e utilização das águas pluviais é de fácil manutenção para o proprietário ou usuário. Na drenagem urbana, esse tipo de sistema traz grande vantagem ao retardar o escoamento superficial, além de proporcionar a redução no tamanho das estruturas de drenagem, também promove a diminuição do impacto erosivo

provocado pelas águas pluviais.

O sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, apresenta algumas desvantagens, a saber: Custo da instalação é relativamente alto; volume necessário ao reservatório de armazenamento pode ser muito grande; volume de água disponível limitado pela altura precipitada e pela área de coleta (o telhado); apesar de ser fácil, requer manutenção pelo proprietário ou usuário; reduz o espaço disponível do terreno, ou do subsolo, para outros usos.

Adotando coeficiente de escoamento superficial  $C = 0,90$  para as áreas de coleta das águas pluviais, BUETTNER (1994) analisou as seguintes situações:

1ª) Uma residência unifamiliar, com 5 habitantes, em lote mínimo de  $360 \text{ m}^2$  de área, localizada numa zona residencial de densidade habitacional média (ZR-3);

2ª) Uma residência unifamiliar, com 5 pessoas, em lote de  $600 \text{ m}^2$  de área, localizada numa zona residencial de alto padrão (ZR-1);

3ª) Uma edificação para comércio e serviços, em lote de  $1.000 \text{ m}^2$  de área, numa zona com uma taxa de ocupação da edificação de 50% da área do terreno;

4ª) Um posto de abastecimento de combustíveis, em lote de esquina, com  $1.250 \text{ m}^2$  de área do terreno;

5ª) Uma indústria cuja superfície do telhado perfaz uma área de  $2.000 \text{ m}^2$ .

Calculou o consumo médio mensal para cada uma das cinco situações indicadas, utilizando totais mensais de chuva em Curitiba, compreendidos entre Janeiro de 1992 e Dezembro de 1993, determinando qual a dimensão da área de coleta (telhado) necessária para o consumo básico mensal fixo<sup>(9)</sup>.

EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995) perguntou a um representante

---

<sup>(9)</sup> Meritória a análise desenvolvida por BUETTNER (1994), entretanto as variáveis são os totais médios mensais de chuva da série histórica e os volumes de armazenamento. A área de coleta (telhado) das águas pluviais não é a incógnita desse tipo de sistema.

da Alemanha, participante da Conferência Internacional de Tóquio Sobre Utilização das Águas Pluviais: Existem subsídios na região do município de Osnabrück, para instalação de sistemas de utilização das águas pluviais?

Rainer Wessels, o representante alemão respondeu: “Sim. Programas de apoio em Osnabrück e região oferecem subsídios para casas novas e casas pré-existentes. Estes programas só se aplicavam as residências urbanas individuais, não as casas de fazendas ou edificações comerciais”.

Segundo outro representante da Alemanha, Wilhelm Meemken, no País existem os dois sistemas separados, o de drenagem para escoamento das águas pluviais, diretamente das coberturas e pavimentações para as galerias, canais e rios. O outro sistema é do esgotamento sanitário. A drenagem urbana das águas pluviais na Alemanha tem taxa cobrada além daquela para o esgotamento sanitário das águas servidas. Entretanto, em Osnabrück e nas cidades vizinhas de Wallenhorst e Georgsmarienhütte, cujas construções possuam reservatório de armazenamento das águas pluviais, ficam isentas do pagamento da taxa de drenagem. Portanto, se águas pluviais são usadas, a taxa do esgotamento sanitário das águas servidas poderá ser reduzida e economizada.

Os subsídios dados para quem constrói reservatórios de armazenamento das águas pluviais, procurando minimizar enchentes urbanas, nas três cidades alemãs mencionadas, podem ser visualizados na Tabela 2.48.



**Tabela 2.48** Custos das águas de abastecimento, dos esgotos sanitários, da drenagem urbana e subsídios para armazenamento das águas pluviais na Alemanha

Cidade	Águas de Abastecimento	Esgotos Sanitários	Drenagem Urbana	Subsídios Para Armazenamento das Águas Pluviais
Osnabrück	2,20 DM/m <sup>3</sup>	2,11 DM/m <sup>3</sup>	0,95 DM/m <sup>2</sup>	1.000 – 2.000 DM
Wallenhorst	1,30 DM/m <sup>3</sup>	3,12 DM/m <sup>3</sup>	– Até 200 m <sup>2</sup> 32,4 DM/200 m <sup>2</sup> – Acima de 200 m <sup>2</sup> + 15 DM/100 m <sup>2</sup>	500 DM
Georgsmarienhütte	2,15 DM/m <sup>3</sup>	2,65 DM/m <sup>3</sup>	– Até 300 m <sup>2</sup> 45 DM/300 m <sup>2</sup> – Acima de 300 m <sup>2</sup> + 15 DM/100 m <sup>2</sup>	400 DM

OBS.: 1.) Os cálculos dos custos anuais das águas de abastecimento e esgotos sanitários na Alemanha estão baseados no ano anterior. O último trimestre é cobrado no ano seguinte.  
 2.) A taxa de drenagem das águas pluviais é calculada com base na área total dos telhados e áreas pavimentadas ao longo dos terrenos e das edificações.  
 3.) DM = Marco Alemão (= 0,80 US\$)

**Fonte:** EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995)

No Japão, de acordo com o comitê organizador da Conferência Internacional de Tóquio Sobre Utilização das Águas Pluviais, a taxa do esgotamento sanitário é somada a taxa da drenagem urbana das águas pluviais, ou seja, a cada m<sup>3</sup> de água pluvial usada pelos moradores, os mesmos pagam como se fosse esgoto normal. As águas pluviais usadas para regar plantas, jardins e outros propósitos, que não escoem para os esgotos sanitários, não serão cobradas.

Segundo este comitê, a utilização das águas pluviais da drenagem urbana deveria ser grátis, ou no máximo, com custo reduzido. O armazenamento ou infiltração das águas pluviais, contribuem para prevenção a poluição das águas dos rios, não sobrecarregam a rede coletora ou estações elevatórias dos esgotos sanitários e ainda, controlam e minimizam enchentes urbanas provocadas por chuvas intensas.

EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995) perguntou ao representante da Tailândia, se existia algum plano de utilização das águas pluviais na Região Metropolitana de Bangkok?

Wilas Techo, da Tailândia, respondeu: “Começaram a pensar na utilização das águas pluviais por duas razões: Secas severas e abastecimento de água precário. Porém, muitas pessoas foram contrárias, pois uma vez em Bangkok as águas pluviais provocaram uma grande enchente, porque o sistema de drenagem era muito ruim. As pessoas começaram a discutir assuntos de como administrar águas pluviais para abastecimento: Onde armazenar, como clarificar e purificar e como utilizá-las?”

Perguntaram aos representantes da China, se havia política governamental para utilização das águas pluviais?

Ling Bo, representante da China, respondeu: “Os subsídios foram os empréstimos do Banco Mundial, para instalação de sistemas de abastecimento das águas pluviais no meio rural. Nas áreas com escassez de recursos hídricos, a utilização das águas pluviais é largamente utilizada, porém não o é no País inteiro”.

Perguntaram sobre a política de utilização das águas pluviais na cidade de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio – Japão. O representante da Prefeitura Municipal de Sumida, Noriyuki Fukano, coloca que a política de promover a utilização das águas pluviais está embasada nos seguintes pontos:

- 1.) O planejamento da Cidade Nova prevê a instalação de sistemas de reservação e utilização das águas pluviais. Em princípio, analisar-se-á o tamanho deles, estudando caso a caso a viabilidade, buscando construí-los em instalações públicas já existentes, e também, nas instalações semi-públicas, como pontos de ônibus e centros comunitários;

- 2.) Recomenda-se a instalação de sistemas de utilização das águas pluviais em grandes edifícios particulares, novos ou existentes, assim como incentivos públicos aos proprietários de edifícios menores e de casas individuais, via descontos nos impostos municipais, encorajando a instalação desse tipo de sistema;

- 3.) Promover a infiltração no solo das águas pluviais, instalando poços e valas de

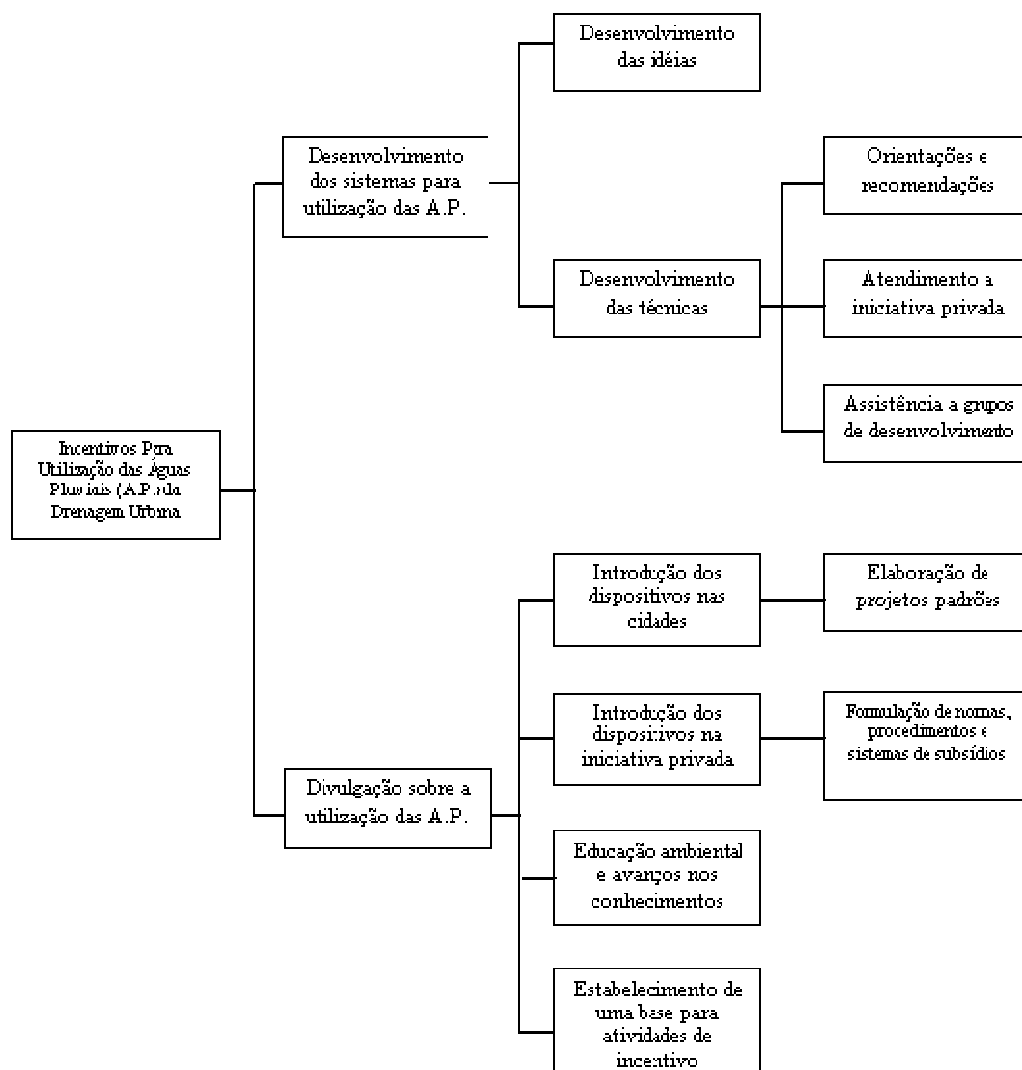
infiltração, construindo superfícies permeáveis em calçadas, praças, parques e escolas. Os habitantes e empresas particulares também são incentivados a serem responsáveis pela infiltração das águas pluviais no solo, nos seus terrenos e áreas particulares;

4.) Promover atividades de educação ambiental aos moradores e às empresas, disseminando o conceito de armazenamento e utilização das águas pluviais, ao invés de sobrecarregar as galerias e canais da drenagem urbana;

5.) Estabelecer incentivos, onde são oferecidos serviços e consultas de orientação aos moradores e às empresas privadas, quanto aos usos das águas pluviais da drenagem urbana;

6.) Elaborar um projeto para manutenção manual do sistema de utilização das águas pluviais e, posteriormente, incentivar o desenvolvimento tecnológico do mesmo.

Na Figura 2.70 está resumida a política de incentivos para implantação de sistemas de armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais da drenagem urbana, na cidade de Sumida, Região Metropolitana de Tóquio – Japão.



**Figura 2.70** Política dos incentivos para utilização das águas pluviais da drenagem urbana na Cidade de Sumida – Japão

**Fonte:** EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995)

De acordo com EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995), a Conferência Internacional Sobre Utilização das Águas Pluviais, realizada em Tóquio, questionou aos vários participantes sobre os custos da implantação de um sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais.

O representante da Alemanha, Rainer Wessels, responde que os custos desse sistema são diferenciados, entre os instalados nas casas novas e nas casas pré-existentes. Para um reservatório de armazenamento de concreto armado, com 6,0 m<sup>3</sup> de capacidade, o custo varia entre 6.000 a 8.000 marcos alemães (US\$ 4.800,00 a US\$ 6.400,00) para casas novas e, o

custo se eleva entre 8.000 a 10.000 marcos alemães (US\$ 6.400,00 a US\$ 8.000,00) para casas pré-existent. Os interessados em instalar sistemas de utilização das águas pluviais na Alemanha, adquirem as especificações técnicas, as quais incluem os seus custos e as condições necessárias para o interessado se habilitar ao Programa de Apoio Governamental.

No Havaí – E.U.A., segundo o representante Harvey E. Finch, o sistema de utilização das águas pluviais tem um custo total de US\$ 9.500,00, composto de US\$ 7.000,00 o reservatório de concreto armado com 6,0 m<sup>3</sup> de capacidade, US\$ 1.800,00 para instalação das calhas e tubulações e US\$ 700,00 para a bomba de recalque.

Em Vanuatu – Indonésia, Atsuko Orimoto, instalou reservatórios de concreto armado, com volumes de armazenamento variando entre 5 e 20 m<sup>3</sup>, para abastecimento comunitário com águas pluviais, custando de US\$ 5.000,00 o reservatório de 5,0 m<sup>3</sup> a US\$ 12.000,00, com todas as instalações e um reservatório de 20,0 m<sup>3</sup> de capacidade.

No Japão, segundo o comitê organizador da Conferência Internacional Sobre Utilização das Águas Pluviais:

a.) Águas pluviais armazenadas num reservatório com 0,20 m<sup>3</sup> de capacidade, e utilizadas somente para molhar plantas, o custo total é aproximadamente 50.000 ienes (US\$ 500,00);

b.) Para utilização das águas pluviais numa casa, com reservatório de armazenamento de 10,0 m<sup>3</sup> de capacidade, tubulações e bomba de recalque, o custo total é de 500.000 ienes (US\$ 5.000,00);

c.) O custo total da instalação de um sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais é dependente do tipo de dispositivo adotado e das utilizações feitas com as águas pluviais. Na Tabela 2.49 estão indicados os custos envolvidos, considerando a utilização das águas pluviais somente para descargas nos vasos sanitários dos banheiros de uma residência.

**Tabela 2.49** Custos envolvidos na utilização das águas pluviais numa casa no Japão

CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA	VALOR
1. Área de coleta das águas pluviais	100 m <sup>2</sup>
2. Capacidade do reservatório de armazenamento	2 m <sup>3</sup>
3. Custo total da instalação	400.000 ienes ( US\$ 4.000,00)
4. Volume médio anual utilizado	120 m <sup>3</sup> /ano
5. Tarifa da água de abastecimento público	175 ienes/m <sup>3</sup> (US\$ 1,75 /m <sup>3</sup> )
6. Tarifa do esgotamento sanitário	10 ienes/m <sup>3</sup> (US\$ 0,10 /m <sup>3</sup> )
7. Economia média anual de água do abastecimento público	20.000 ienes/ano (US\$ 200,00 /ano)
8. Período de reembolso do investimento	20 anos
$7 = 4 \times (5 - 6)$	$8 = 3 / 7$

**Fonte:** EXCERPTS OF QUESTIONS AND ANSWERS (1995)

Na utilização das águas pluviais, GROUP RAINDROPS (1995) classifica essas águas por graus de pureza, de acordo com os locais da área de coleta, e se utilizadas para consumo desde que sofram processo de tratamento, conforme indicado na Tabela 2.50.

**Tabela 2.50** Graus de pureza e utilização das águas pluviais no Japão

Grau de Pureza	Área de Coleta das Águas Pluviais	Utilização das Águas Pluviais
A	Telhados (locais não usados por pessoas e animais)	Vaso sanitário, regar plantas, outros usos. Se purificadas por tratamento simples são potáveis ao consumo
B	Coberturas, Sacadas (locais usados por pessoas e animais)	Vaso sanitário, regar plantas, outros usos, mas impróprias para consumo. (Tratamento necessário)
C	Estacionamentos, Jardins artificiais	Vaso sanitário, regar plantas, outros usos, mas impróprias para consumo. (Tratamento necessário)
D	Vias elevadas, Estradas de Ferro, Rodovias	Vaso sanitário, regar plantas, outros usos, mas impróprias para consumo. (Tratamento necessário)

**Fonte:** GROUP RAINDROPS (1995)

Da Tabela 2.50 observa-se que as utilizações predominantes das águas pluviais são para descarga nos vasos sanitários, regar plantas de jardins e, na sequência, outros usos não nobres, tais como, limpeza de pátios de estacionamento, lavagem de automóveis, ou para situações de emergência.

Destaca-se também, da Tabela 2.50, que qualquer utilização nobre das águas pluviais, tais como higiene pessoal, cocção de alimentos, etc, deverão necessariamente, passar por um ou mais processos de tratamento, conforme o grau de pureza dessas águas.

Em áreas urbanas, constata-se a presença de substâncias nocivas no ar como o Anidrido Sulfuroso (SO<sub>2</sub>) e os óxidos de Nitrogênio (NO<sub>x</sub>), liberados por veículos

automotores e pelas indústrias, quando as gotas de chuva incorporam as partículas que estão suspensas no ar, principalmente, se presentes em grandes concentrações. Além disso, poeiras e fuligem contendo substâncias tóxicas se agregam, ou se depositam nas áreas de coleta das águas pluviais, contaminando as águas.

A poluição é, particularmente, forte nos primeiros milímetros da chuva, que limpam o ar e as áreas de coleta após um longo período de estiagem. Os primeiros instantes da chuva são tão poluídos, não sendo recomendados para nenhuma utilização, devendo, a primeira porção de água coletada ser eliminada do sistema de utilização das águas pluviais.

GROUP RAINDROPS (1995) alerta que as tubulações das águas pluviais devem ser utilizadas separadamente das tubulações das águas do abastecimento público. Deve-se ficar atento para que as duas tubulações nunca sejam conectadas em nenhum ponto. A conexão entre elas levaria a poluição ou diminuição da qualidade da água da cidade pelas águas pluviais. Uma das medidas preventivas para evitar isso, é pintar a tubulação das águas pluviais para sua fácil identificação. Quando uma edificação é construída, ampliada ou reformada, envolvendo as instalações hidráulicas, deve-se assegurar que essas tubulações não sejam conectadas por engano.

Uma vez definido o local da coleta, é possível calcular o volume das águas pluviais, pelo uso da expressão:

$$V_p = A_c \cdot \bar{h} \cdot C \quad (2.74)$$

Onde:  $V_p$  = volume das águas pluviais ( $m^3$ );

$A_c$  = área da superfície de coleta ( $m^2$ );

$\bar{h}$  = precipitação média anual (m);

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (=0,90).

A capacidade do reservatório de armazenamento, segundo GROUP RAINDROPS (1995), é determinada em função da área de coleta das águas pluviais como:

$$V = A_c \cdot C_r \quad (2.75)$$

Onde:  $V$  = capacidade do reservatório de armazenamento das águas pluviais ( $m^3$ );

$A_c$  = área da superfície de coleta ( $m^2$ );

$C_r$  = coeficiente de escoamento superficial regional (m).

O coeficiente  $C_r$  da Equação (2.75), teoricamente, deveria ser um valor representativo das características regionais do clima e das chuvas. Entretanto, no Japão, baseando-se em dados de estudos precedentes, obtidos na Região Metropolitana de Tóquio, adota-se o valor padrão  $C_r = 0,1$  m, aplicado Nacionalmente, ou seja, representa um volume de 100 l de águas pluviais por  $m^2$  de área de coleta.

Um reservatório com maior capacidade de armazenamento das águas pluviais não é necessariamente o melhor. Nas construções pré-existentes há dificuldades em encontrar espaços disponíveis para construir o reservatório de armazenamento. O recomendado é instalar um reservatório com capacidade, o mais próximo possível da calculada pela Equação (2.75), e, completar qualquer deficiência com água fornecida pelo sistema público de abastecimento.

Com relação as sujeiras misturadas nas águas pluviais, principalmente folhas e outros materiais do gênero, existentes na superfície da área de coleta, deverão ser removidos antes de chegarem ao reservatório de armazenamento. A retenção pode ser feita por dispositivos tais como:

- a.) Uma tela filtrante na entrada do condutor vertical;
- b.) Uma grelha na saída do condutor vertical: Neste caso, a grelha deverá ser instalada



antes da água entrar no reservatório de armazenamento, para evitar que as folhas e outros materiais venham a comprometer a qualidade da água.

Os dois meios são dispositivos simples de serem executados e de fácil manutenção. Bastará verificar a tela ou grelha regularmente e então, remover qualquer tipo de sujeira retida.

Quanto ao reservatório de armazenamento das águas pluviais, deverá atender a três condições básicas:

1ª) Não ter vazamento;

2ª) Ser construído com material não poluente, que venha a contaminar a água nele armazenada, e que não propicie o aparecimento e crescimento de algas;

3ª) Possuir uma tampa de cobertura para evitar a evaporação da água e prevenir contra a entrada de sujeiras, pequenos animais e insetos, tendo uma forma que não dificulte a limpeza do seu interior.

A manutenção dos dispositivos e equipamentos dos sistemas de utilização das águas pluviais é muito importante para que se mantenha o bom funcionamento desses. Áreas de coleta, reservatório de armazenamento, e as utilizações das águas pluviais são de inteira responsabilidade dos moradores e habitantes das construções.

GROUP RAINDROPS (1995) estabelece um plano de manutenção dos dispositivos e equipamentos de um sistema de utilização das águas pluviais, composto de:

1.) Áreas de coleta das águas pluviais: Lixo e dejetos de animais nas áreas de coleta, incluindo telhados, coberturas e sacadas, devem ser retirados regularmente. Especialmente na estação do outono, quando as folhas das árvores caem, para prevenir o entupimento das calhas e condutores verticais;

2.) Caixa de areia, tanque de sedimentação, grelhas e telas: Nas estiagens, a caixa de areia e o tanque de sedimentação devem ser totalmente limpos. Reservatórios no pavimento

térreo podem ter os sedimentos retirados por uma tubulação drenante no fundo do reservatório. Dependendo do volume de sedimentos, o interior do tanque deve ser limpo em intervalos de 1 até no máximo 5 anos. A remoção do lixo e entulhos das grelas e das telas deverá ser freqüente;

3.) Filtros: Sedimentos, areias e resíduos sólidos retidos nos filtros devem ser removidos regularmente. O material filtrante deve ser restaurado, ou substituído por outro quando estiver colmatado, ou quando a sua capacidade de retenção estiver sensivelmente reduzida. O filtro deverá ser limpo em intervalos de 1 a 3 anos;

4.) Reservatório de armazenamento das águas pluviais: Verificações internas devem ser feitas duas vezes ao ano, quando da remoção dos sedimentos. O interior do reservatório deverá ser limpo quando necessário. Uma manutenção constante das áreas de coleta, dos tanques de sedimentação, e dos filtros, poderá reduzir a freqüência da limpeza do interior do reservatório, de uma vez ao ano para uma vez a cada quatro ou cinco anos;

5.) Equipamentos e dispositivos usados na utilização das águas pluviais: Deve-se assegurar o bom funcionamento dos equipamentos mecânicos, das bombas de recalque, por exemplo, checando-as pelo menos a cada três meses. Outros dispositivos devem ser verificados em intervalos semestrais, e mantidos nas mesmas condições dos equipamentos que utilizam a água fornecida pelo sistema público.

HANSEN (1996) cita que o conceito da drenagem urbana, baseado na eliminação rápida das águas pluviais do local onde se acumulam se mostrou falho. Embora milhões de dólares investidos na drenagem, aprofundamentos, revestimentos e retificações de rios e canais, as enchentes urbanas reaparecem em todos esses locais.

Atualmente no Brasil, se inicia na macrodrenagem urbana, o uso de reservatórios de detenção subterrâneos em parques, praças, estacionamentos, entre outros, enquanto que na maior parte do mundo o foco é o controle na fonte. Os grandes reservatórios de detenção

subterrâneos são combatidos por interceptarem os caminhos de percolação da água e, por rebaixarem os níveis do lençol freático. O controle mais eficiente, segundo Hansen, é envolver diretamente os responsáveis pelo problema do incremento nos níveis de água das enchentes urbanas, os proprietários das edificações ou das áreas que forem impermeabilizadas nos terrenos das bacias hidrográficas.

HANSEN (1996) relata que os propósitos da utilização das águas pluviais variam de um país para outro.

Na Alemanha, por exemplo, a utilização das águas pluviais é estimulada para conservar as águas subterrâneas, que é o recurso hídrico mais utilizado para o abastecimento público naquele País. Os sistemas são subsidiados pelas prefeituras e consistem, basicamente, em coletar as águas dos telhados, estocada em reservatórios subterrâneos de concreto, com capacidade média de  $6 \text{ m}^3$ , utilizada para descarga nos vasos sanitários, lavagem de roupas e outros propósitos. O excedente das águas pluviais é infiltrado no solo para a recarga dos aquíferos.

No Quênia as fontes de água se localizam a grandes distâncias dos povoados, tendo a população que realizar viagens com mulas, a carroça ou a pé, com um barril de 200 l, até as fontes, à 4 ou 5 km de distância. Esta atividade cansativa de carregar água consome muito tempo, principalmente, das mulheres e crianças. Isto levou uma Organização Não-Governamental, denominada “Foster Plan”, a patrocinar a construção de cisternas domiciliares e coletivas no Quênia, para diminuir este esforço e sacrifício, de transporte da água para o consumo das comunidades.

Na Tanzânia, país vizinho ao Quênia, a instalação de cisternas é ativamente promovida pelo governo, com base no mesmo motivo do Quênia, transporte de água para o consumo a grandes distâncias.

A moeda corrente em Botswana é a “pula”, que significa chuva. Isso indica que a água

da chuva é considerada um recurso natural muito importante. A precipitação média anual na parte sudeste de Botswana é 250 mm, concentrada em apenas alguns dias, caracterizando clima desértico. O Centro de Tecnologia de Botswana, promove a instalação de unidades de coleta das águas pluviais por telhas corrugadas e armazenadas em reservatórios. Um sistema custa cerca de US\$ 1.800,00, correspondendo a mais da metade do orçamento anual de uma família de Botswana, pelo alto custo, ocasionalmente, estas instalações são roubadas.

Na Tailândia, a precipitação média anual é de 1.300 mm, mas raramente chove na estação seca, de Outubro a Janeiro. Há muitas décadas, cisternas e jarros de água são utilizados para garantir a sobrevivência da população humana. Foram instalados cerca de 12 milhões de reservatórios de armazenamento das águas pluviais. O sucesso foi alcançado porque as pessoas decidiram instalar por iniciativa própria, e não foram forçadas pelo governo da Tailândia.

Cingapura compra água da Malásia há longo tempo. O País começou, em 1992, a utilizar águas pluviais no Aeroporto de Changi. As águas pluviais são coletadas das coberturas e são utilizadas para a descarga nos vasos sanitários. Em 1994, a situação chegou ao ponto crítico, em que 50% do território de Cingapura tinha problemas com a falta de água. O projeto mais recente de abastecimento de água potável é a utilização das águas pluviais, das áreas recentemente urbanizadas, que são coletadas em bacias de retenção.

Na cidade de Yogyakarta – Indonésia, a infiltração das águas pluviais é obrigatória, para conservação das águas subterrâneas dos aquíferos, o seu principal manancial de água para abastecimento.

No Japão, a utilização e infiltração das águas pluviais tem sido estimuladas, pela participação ativa dos habitantes, para prevenir as enchentes urbanas e recarga das águas subterrâneas. Na Cidade de Sumida, reservatórios subterrâneos para coleta e armazenamento das águas pluviais, de aproximadamente 10 m<sup>3</sup> de capacidade, são construídos nas ruas, em

pontos estratégicos e equipados com bombas manuais. A água armazenada é utilizada pela comunidade para regar as plantas e outros usos similares, e nas emergências, podem ser utilizadas para combate a incêndios e até para o consumo humano.

Em Florianópolis – SC, na Fortaleza de Ratoles, construída no Século XVIII, a água dos telhados era coletada e conduzida a uma cisterna e consumida pelas tropas do Império, identicamente a todas fortificações construídas pelos portugueses na Costa Brasileira.

FONG e NAZARUDEEN (1996) relatam a coleta e armazenamento de águas pluviais, a partir de bacias hidrográficas urbanas, com a finalidade de utilizá-las no abastecimento público da Cidade de Cingapura.

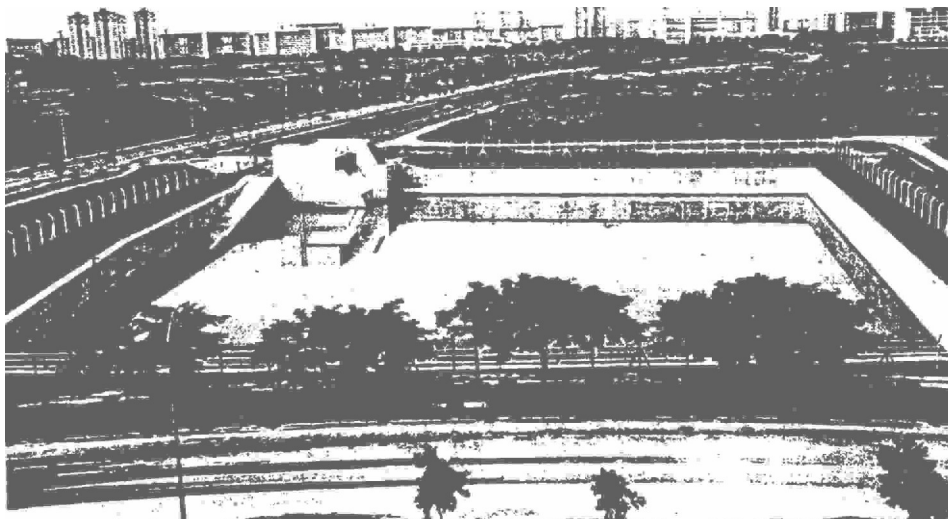
Cingapura atingiu o limite crítico em que 50% da área do solo, ao seu redor, tem escassez de recursos hídricos. O Projeto do Sistema Conjunto Lower Seletar / Bedok, o mais recente sistema de abastecimento público, representa o último e principal recurso de água potável disponível para a Cidade. Em relação aos outros sistemas, esse projeto é diferenciado, pois utiliza águas pluviais do escoamento urbano das áreas residenciais.

As águas pluviais superficiais são coletadas nas regiões leste e nordeste de Cingapura, das áreas recentemente urbanizadas de Ang Mo Kio, Bedok, Tampines e Yishun New Towns e, da área noroeste junto ao Aeroporto Internacional Changi, escoadas ou bombeadas para os dois reservatórios de armazenamento, Lower Seletar e Bedok, respectivamente.

O reservatório do vale receptor Lower Seletar, foi formado pela construção de uma barragem na região estuarina, onde foi feita a remoção de toda a camada orgânica por dragagem. O segundo, reservatório Bedok, foi implantado sobre uma enorme área arenosa.

Pela análise dos resultados com o modelo chuva-vazão STORM concluíram que, aproximadamente, 60% das precipitações pluviais anuais transformam-se em escoamento superficial, não sofrendo variações significativas ao longo das simulações feitas para as séries anuais de chuva. As bacias hidrográficas drenam por gravidade ou, são bombeadas de

estações de coleta das águas pluviais intermediárias, Figura 2.71, para os dois reservatórios de armazenamento.



**Figura 2.71** Reservatório de coleta das águas pluviais e estação elevatória no bairro Tampines New Town, em Cingapura

**Fonte:** FONG e NAZARUDEEN (1996)

São oito estações elevatórias na bacia hidrográfica Bedok e uma na Bacia Lower Seletar e, os dois reservatórios são conectados por uma adutora de recalque, com as águas pluviais purificadas na estação de tratamento, localizada ao lado do Reservatório Bedok, Figura 2.72.



**Figura 2.72** Reservatório de armazenamento das águas pluviais Bedok, em Cingapura

**Fonte:** FONG e NAZARUDEEN (1996)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

Embora FONG e NAZARUDEEN (1996) não especifiquem a capacidade de armazenamento total das águas pluviais do Sistema, fazem uma descrição detalhada das estruturas hidráulicas, dos esquemas de funcionamento dos reservatórios intermediários de coleta das águas pluviais, destinados ao bombeamento para os reservatórios Lower Seletar e Bedok, respectivamente, assim como do esquema da adutora de recalque na interconexão dos mesmos.

A utilização das águas pluviais da drenagem urbana para abastecimento público, deverá levar em conta que o escoamento superficial não poderá conter concentrações excessivas de matéria orgânica e outros tipos de poluentes urbanos. Conseqüentemente, medidas de controle da poluição foram incorporadas no planejamento e no projeto urbanístico dos bairros novos: Indústrias potencialmente poluidoras localizadas fora das bacias hidrográficas contribuintes; proteção de todas as bocas-de-lobo e sarjetas ao redor dos blocos de apartamentos do Condomínio HDB; re-projetado o centro de coleta de lixo para evitar extravasamentos; nivelamento dos pisos térreo do Condomínio HDB e do supermercado para o adequado escoamento dos esgotos sanitários ao sistema público de coleta; implementação durante a construção do Sistema, em vários locais, de medidas de controle da poluição das águas pluviais.

O projeto e operação do sistema de aproveitamento das águas pluviais da drenagem urbana, prevê somente a coleta da parte limpa dessas águas e bombeada para os reservatórios. Ambos reservatórios possuem descarga de fundo e, em épocas de seca, um canal “by-pass” promove o desvio das águas poluídas dos dispositivos de coleta e armazenamento. Esta medida previne contra a péssima qualidade das águas nos períodos de seca e nos escoamentos das chuvas iniciais. As águas da chuva inicial lavam os poluentes acumulados na bacia hidrográfica, “by-passam” (desviam) o sistema de coleta e armazenamento das águas pluviais, e escoam para o oceano. Os primeiros 0,6 a 1,0 m de profundidade de água acumulada nos



reservatórios, durante chuvas pequenas, também são descartadas, por meio de bombeamento, para os canais de drenagem a jusante dos pontos de captação.

As águas pluviais coletadas nas bacias hidrográficas urbanas de Cingapura, sofrem processos de tratamento terciário na Estação de Tratamento de Água Bedok, cujos parâmetros de qualidade da água distribuída estão dentro dos padrões estabelecidos pela Organização Municipal da Saúde – OMS.

Com relação ao Projeto de Armazenamento das Águas Pluviais Lower Seletar / Bedok, FONG e NAZARUDEEN (1996), demonstraram que a coleta e utilização das águas pluviais de bacias hidrográficas urbanas é viável, desde que integrado ao Plano Diretor de Uso e Ocupação do Solo (Zoneamento), coordenado juntamente com um plano moderno e efetivo de Gerenciamento dos Recursos Hídricos das bacias hidrográficas urbanas. Concluem que, para uma pequena Nação sobre uma ilha, Cingapura, este sistema que utiliza as águas pluviais, contribui significativamente para seu abastecimento com água potável.

Para condições totalmente opostas ao escopo do presente estudo, ou seja, escassez de águas pluviais, LAURRE (1996) descreve a captação de águas precipitadas da neblina, para fins de abastecimento doméstico, em duas localidades da Costa Peruana. A Costa Peruana é considerada uma das regiões mais áridas do Mundo e, caracterizada pela morfologia das montanhas e colinas, que fazem parte da Cordilheira dos Andes.

No ano de 1988, com o propósito de quantificar o potencial desta fonte de água não convencional, utilizaram-se os dados observados em duas estações experimentais, uma climatológica para conhecimento das condições climáticas, e outra de captação das águas da neblina nas localidades de Lachay e Atiquipa, localizadas a 350 m e a 650 m de altitude, respectivamente. As estações climatológicas eram equipadas com pluviômetro, e com termógrafo e anemógrafo de autonomia horária, para acompanhamento das condições climáticas médias horárias e mensais, nas duas localidades.

As condições climáticas médias no período 1966 – 1980, nas localidades de Lachay e Atiquipa, estão indicadas na Tabela 2.51 e as condições climáticas correspondentes ao ano dos experimentos, 1988, estão indicadas na Tabela 2.52.

**Tabela 2.51** Condições climáticas médias, no período 1966 –1980, nas localidades Lachay e Atiquipa na Costa Peruana

Mês	Lachay (350 msnm)			Atiquipa (650 msnm)		
	T (°C)	P (mm)	D.O.N. <sup>(*)</sup>	T (°C)	P (mm)	D.O.N. <sup>(*)</sup>
Janeiro	20,0	0,0	3	21,8	8,8	0
Fevereiro	21,5	0,0	3	22,8	2,8	1
Março	21,1	0,5	4	22,3	0,0	1
Abril	19,2	1,5	6	20,3	0,1	2
Maio	26,2	4,0	13	17,8	0,6	4
Junho	14,3	13,0	16	15,7	1,5	5
Julho	13,3	14,0	19	14,2	11,8	12
Agosto	13,1	16,0	23	14,0	8,8	16
Setembro	13,6	12,0	25	14,3	13,1	17
Outubro	14,6	8,2	21	15,8	4,0	13
Novembro	16,3	4,0	15	17,8	4,2	8
Dezembro	18,0	3,2	12	19,9	3,3	4
TOTAL		76,4	160		59,1	83
MÉDIA	16,8			17,9		

(\*)D.O.N. = dias de ocorrência de neblina

**Fonte:** LAURRE (1996)

**Tabela 2.52** Condições climáticas de 1988 nas localidades de Lachay e Atiquipa, no Peru

Mês	Lachay (350 msnm)		Atiquipa (650 msnm)	
	T (°C)	P (mm)	T (°C)	P (mm)
Maio	16,1	0,0	16,8	0,0
Junho	14,3	0,5	14,1	0,0
Julho	13,1	1,2	13,8	0,3
Agosto	12,8	1,5	12,1	0,5

**Fonte:** LAURRE (1996)

As estações de coleta das águas da neblina, em Lachay e Atiquipa, instaladas ao lado das estações climatológicas, eram compostas de um anteparo bidimensional, modelo cortina, com as seguintes características:

a.) Superfície de captação de forma retangular de (1,8 x 2,5) m, com 4,5 m<sup>2</sup> de área, e composta por uma malha do tipo protetora de mosquitos. Instalada a 1,6 m do solo e com abertura vertical de 10 cm na parte central e de 5 cm em ambos os lados;

b.) Calha coletora de água da neblina, fabricado em chapa galvanizada, com 1,9 cm de largura e 30 cm de altura;

c.) Medidor da quantidade da água coletada na calha, por meio de um pluviógrafo, com registro horário.

Na Tabela 2.53 estão resumidos os dados da captação de água da neblina em 1988, nas localidades de Lachay e de Atiquipa, na Costa Peruana.

**Tabela 2.53** Captação de água da neblina nas localidades de Lachay e Atiquipa no Peru ( $l/m^2/dia$ )

Mês	Lachay (350 msnm)	Atiquipa (650 msnm)
Maio	0,5	0,4
Junho	2,0	0,2
Julho	2,6	3,7
Agosto	5,9	2,6
MÉDIA	2,8	1,7

**Fonte:** LAURRE (1996)

LAURRE (1996) concluiu que as localidades peruanas de Lachay e Atiquipa, apresentam condições climatológicas próprias de zonas áridas, e que a influência das características geográficas e oceânicas favorecem a ocorrência de neblina entre os meses de Maio a Dezembro, acompanhadas de uma precipitação média anual de 67,8 mm e temperaturas médias de 13,6 °C em Agosto e 22,2 °C em Fevereiro. A coleta de água da neblina, durante quatro meses em 1988 (Maio – Agosto), atingiu um valor médio de 2,8  $l/m^2/dia$  em Lachay e 1,7  $l/m^2/dia$  em Atiquipa, sendo os meses de Julho e Agosto os de maior captação de água da neblina.

SOARES et al. (1997) observaram que nos dias atuais, em centros altamente urbanizados e populosos, com abastecimento de água potável precário, as águas pluviais se apresentam como uma atraente fonte de utilização embora em muitos casos, precipitam em áreas com atmosfera poluída. O sistema de utilização das águas pluviais possui vantagens, tais como simplicidade, baixos custos de implantação e facilidades na manutenção e controle. A

desvantagem do sistema é no período de estiagem, pois diminui o volume de água coletado.

A utilização das águas pluviais torna-se atraente nos seguintes casos:

- a.) Áreas de precipitação pluvial elevada durante boa parte do ano;
- b.) Áreas com escassez de abastecimento público;
- c.) Áreas com alto custo de extração das águas subterrâneas.

Segundo SOARES et al. (1997) as águas pluviais podem ser utilizadas nos seguintes casos: Descargas em vasos sanitários; lavagem de pisos e automóveis; sistemas de ar condicionado e de combate a incêndio; em processos industriais; em casos de emergência, e para consumo, desde que sofram processo de purificação.

O sistema de utilização das águas pluviais, consiste de três processos:

- a.) Coleta: Se limitada aos telhados da edificação, tem-se vantagens com relação a qualidade da água;
- b.) Armazenamento: A chuva coletada escoar através de tubos para o reservatório de armazenamento. Quando está cheio, o excesso de água é desviado para a rede de galerias de águas pluviais;
- c.) Tratamento: Depende da qualidade da água coletada e da sua utilização, subdividido em: Sedimentação natural, filtração e cloração.

Sistemas de utilização das águas pluviais contribuirão ao Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água – PNCDA (1998), que tem por objetivo geral “promover o uso racional da água para abastecimento público nas cidades brasileiras, em benefício da saúde pública, do saneamento ambiental e da eficiência dos serviços, resultando na melhor produtividade dos ativos existentes e na postergação de parte dos investimentos para a expansão dos sistemas”.

Os componentes de integração dos programas e projetos da Secretaria Especial de Políticas Urbanas – SEPURB, com o PNCDA estão baseados na priorização de inúmeras

ações. Com relação aos sistemas de utilização das águas pluviais, destacam-se:

a.) Redução do consumo doméstico de água tratada:

- Estudos de consumo predial e estímulos econômicos ao uso racional, do ponto de vista dos usuários;
- Educação sanitária voltada ao uso racional da água;
- Política tarifária inibidora do excesso de consumo predial.

b.) Planos regionais e locais de conservação urbana e uso racional da água, vinculados com o planejamento integrado dos recursos hídricos do Sistema Nacional de Gerenciamento dos Recursos Hídricos – SNGRH:

- Estratégias de aproveitamento e preservação de mananciais;
- Definição de estratégias conjuntas com a drenagem urbana, na preservação de áreas permeáveis dos solos.

TOMAZ (1998) retrata com muita propriedade a utilização das águas pluviais como alternativa do abastecimento de água, principalmente para fins não-potáveis.

Cita que em países industrializados, como o Japão e a Alemanha, estão seriamente empenhados no aproveitamento das águas pluviais para esses fins e que, os Estados Unidos da América, Austrália e Cingapura, também estão desenvolvendo pesquisas na área do aproveitamento das águas pluviais. O Serviço de Proteção Ambiental dos Estados Unidos, nas cidades com mais de 100 mil habitantes, está exigindo, desde 1996, projetos de qualidade das águas pluviais lançadas nos cursos d'água.

No Japão, na Cidade de Kitakyushu, em 1995, foi construído um edifício de 14 pavimentos, prevendo a utilização das águas pluviais. Para isso, foi construído um reservatório subterrâneo, com volume de 1.000 m<sup>3</sup> de capacidade. Neste prédio, as águas servidas das pias, torneiras, máquinas de lavar roupa, exceto as águas das bacias sanitárias e das pias da cozinha, são reaproveitadas e misturadas as águas pluviais. Todos os vasos

sanitários possuem alimentação com água não-potável de chuva e reciclada. Estão em construção, no Japão, mais de 30 prédios com as características citadas, acoplando-se a utilização das energias solar para aquecimento e eólica para ventilação. Estes, são os chamados prédios do futuro, que conviverão harmoniosamente com o meio ambiente. Nos Estados Unidos da América, esses edifícios são chamados de ecológicos (“green buildings”).

TOMAZ (1998) relata que, em 1995, teve a oportunidade de verificar as instalações de uma indústria de tingimento de tecidos, em Guarulhos – SP, que utiliza águas pluviais, coletando de um telhado com  $1.500 \text{ m}^2$  de área, armazenando-as num reservatório subterrâneo com  $370 \text{ m}^3$  de capacidade. A indústria também utiliza água do serviço público municipal, bem como as águas subterrâneas de um poço tubular profundo e, reutiliza 60% da água do processo, com o emprego de sete reservatórios de  $15 \text{ m}^3$  cada um.

De modo geral, TOMAZ (1998), alerta que a maioria das chuvas são ácidas, isto é, tem  $\text{pH} < 7,0$ . Nas áreas urbanas, a concentração industrial e de veículos, traz para a atmosfera o Anidrido Sulfuroso ( $\text{SO}_2$ ), óxidos de Nitrogênio ( $\text{NO}_x$ ) e gás carbônico ( $\text{CO}_2$ ), os quais reagem com a chuva, formando ácidos que diminuem o pH, precipitando chuva ácida, possuindo  $\text{pH} < 5,6$ , ocasionado corrosão generalizada, principalmente nas estruturas e peças metálicas, e danos em todo o ecossistema. Em Porto Alegre foi relatada a ocorrência de chuva com pH inferior a 4,0. No Estado de São Paulo, há ocorrência de chuvas com  $\text{pH} < 4,5$ , nas regiões de Cubatão no Litoral, e na Região Metropolitana de São Paulo. Pesquisas realizadas pela Universidade de Guarulhos constataram que 8,2% das precipitações pluviais que ocorrem no Município de Guarulhos são ácidas.

No concernente aos sistemas de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, o Município de Curitiba está ensaiando os primeiros passos, mas provavelmente, na vanguarda em termos nacionais, contando com a instalação de um sistema dessa natureza em dois postos de combustíveis.

Ambos utilizam as águas pluviais para fins não-potáveis, principalmente no setor de lavagem de veículos, o ponto de maior consumo de água num posto de combustíveis, e, na limpeza dos pátios externos e na descarga dos vasos sanitários. O excedente das águas pluviais é descartado por meio de um extravasor tubular (“ladrão”) na parte superior do reservatório de armazenamento, com escoamento para a rede de galerias das águas pluviais.

As águas pluviais coletadas nas coberturas são direcionadas pelas calhas, condutores verticais, canaletas e tubulações ao reservatório de água tratada, fornecida pelo sistema de abastecimento público, o qual possui um volume de espera para as águas pluviais. Portanto, a água tratada será misturada com as águas pluviais, requerendo a operação de fechamento manual do registro de entrada da água tratada, quando do início das chuvas.

Para fins nobres de utilização da água, os dois postos de combustíveis possuem um reservatório superior, abastecidos pelo sistema público de distribuição, totalmente independentes das águas pluviais.

Os princípios adotados nos sistemas de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, nos dois postos de combustíveis, na cidade Curitiba, são idênticos aos outros exemplos descritos anteriormente, porém os critérios para determinação da capacidade de reservação das águas pluviais foram totalmente empíricos.

Em 08/05/2001, o Autor visitou o posto de combustíveis Auto Posto Rick Ltda, localizado na Avenida Sete de Setembro Nº 1635, Bairro Centro, Figura 2.73, obtendo todas as informações com relação as instalações e suas estruturas componentes, do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, por meio de um dos proprietários, Sr. Vitor Hugo Lopes Lau.



**Figura 2.73** Posto de combustíveis Auto Posto Rick Ltda, dotado de um sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais. Bacia Hidrográfica do Rio Juvevê (Tributário M.E. Rio Belém), Curitiba – PR

**Data:** 08/05/2001

As águas pluviais são coletadas na cobertura do posto de combustíveis com uma área de  $300 \text{ m}^2$  (Figura 2.73) e, numa área do piso externo, com  $50 \text{ m}^2$  de área, por meio de canaletas, Figura 2.74, separadas daquelas instaladas nas ilhas de atendimento do posto, visto que essas últimas, escoariam para o reservatório de armazenamento, águas pluviais misturadas com óleos lubrificantes, pingos de gasolina, de óleo diesel, etc...



**Figura 2.74** Detalhe das canaletas do piso externo do Auto Posto Rick Ltda. A esquerda, canaletas para coleta das águas pluviais, numa área de  $50 \text{ m}^2$ , separadas das canaletas nas ilhas de atendimento do posto

**Data:** 08/05/2001



As águas pluviais coletadas pelas calhas da cobertura são conduzidas por meio de um condutor vertical, Figura 2.75, juntamente com as do piso externo do posto de combustíveis, e reunidas numa caixa de sedimentação, com capacidade de 100 l, Figura 2.76, para retenção e remoção periódica das sujeiras depositadas, tais como folhas, poeiras e excrementos de pássaros. O proprietário do posto de combustíveis considera esta caixa de sedimentação, a principal estrutura componente do sistema, a qual terá manutenção periódica, porque a partir desta caixa de junção, as águas pluviais serão escoadas ao reservatório de armazenamento.



**Figura 2.75** Detalhe do condutor vertical das águas pluviais coletadas na cobertura do posto de combustíveis Auto Posto Rick Ltda. Avenida Sete de Setembro Nº 1635, em Curitiba – PR

**Data:** 08/05/2001

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 2.76** Caixa de junção e de sedimentação das sujeiras das águas pluviais coletadas nas coberturas ( $V = 100 \text{ l}$ ). A tubulação vertical ( $\varnothing = 150 \text{ mm}$ ) é extravasor do excesso das chuvas para as galerias das águas pluviais. No lado inferior da caixa, a tubulação circular superior ( $\varnothing = 100 \text{ mm}$ ), conduz as águas pluviais ao reservatório de armazenamento

**Data:** 08/05/2001

Da caixa de junção e de sedimentação das sujeiras, as águas pluviais são conduzidas ao reservatório de armazenamento, Figura 2.77, localizado no piso inferior do posto de combustíveis. Antes da entrada no reservatório, uma caixa de passagem e extravasora dos excessos das águas pluviais, Figura 2.78, possui na sua parte superior, para facilitar a operação manual de abertura e fechamento no caso de ocorrência das chuvas, o registro na tubulação de água tratada, fornecida pela concessionária do abastecimento público (SANEPAR).



**Figura 2.77** Tubulação de adução das águas pluviais ( $\varnothing = 100$  mm) da caixa de junção e de sedimentação à caixa de passagem. A esquerda, tubulação de recalque ( $\varnothing = 25$  mm) para abastecimento do reservatório superior com 200 l de capacidade, para alimentação dos 2 equipamentos de lavagem a jato

**Data:** 08/05/2001



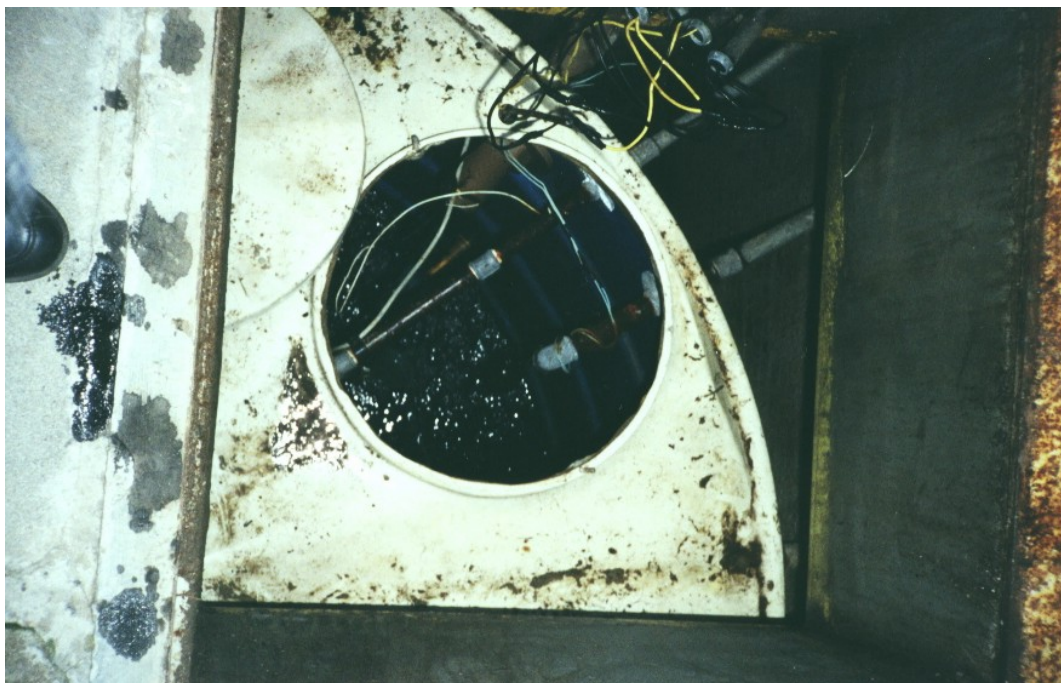
**Figura 2.78** Caixa de passagem das águas pluviais, contígua ao reservatório de armazenamento das águas pluviais e tratada. Em primeiro plano, registro de entrada da água tratada

**Data:** 08/05/2001

Na caixa de passagem das águas pluviais, Figura 2.78, destacam-se: No lado superior, a tubulação das águas pluviais coletadas nas coberturas do posto de combustíveis ( $\varnothing = 100$  mm); Na face direita, duas outras tubulações de 100 mm de diâmetro, preparadas para ampliação da coleta das águas pluviais; No lado inferior, tubulação extravasora ( $\varnothing = 100$  mm) para os excessos das águas pluviais à rede de galerias das águas pluviais e pouco abaixo, duas tubulações ( $\varnothing = 75$  mm) de interligação ao reservatório de armazenamento.

O reservatório de armazenamento com  $5,0 \text{ m}^3$  de capacidade, Figura 2.79, funciona com  $2,5 \text{ m}^3$  do seu volume com água tratada, fornecida pela concessionária de abastecimento público (SANEPAR). Os  $2,5 \text{ m}^3$  remanescentes da sua capacidade, é o volume de espera para o armazenamento das águas pluviais, quando da ocorrência das chuvas, para utilização no lava-jato do posto de combustíveis.





**Figura 2.79** Reservatório de armazenamento das águas pluviais do Auto Posto Rick Ltda, com capacidade total de  $5,0 \text{ m}^3$  [Vol. água tratada ( $2,5 \text{ m}^3$ ) + Vol. águas pluviais ( $2,5 \text{ m}^3$ )]

**Data:** 08/05/2001

No reservatório de armazenamento, Figura 2.79, observam-se: Reservatório com 50% da sua capacidade ocupado com água tratada; Tubulação de recalque ( $\varnothing = 25 \text{ mm}$ ) ao reservatório superior, com 200 l de capacidade, para alimentação dos dois equipamentos do lava-jato; Tubulação de entrada ( $\varnothing = 25 \text{ mm}$ ) de água tratada (SANEPAR); Tubulação de adução das águas pluviais ( $\varnothing = 75 \text{ mm}$ ) da caixa de passagem ao reservatório.

De acordo com o Sr. Vitor Hugo Lopes Lau, cada equipamento do lava-jato, Figura 2.80, alimentados pelo reservatório superior de 200 l, consomem uma vazão de 24 l/min (= 1440 l/h).



**Figura 2.80** Lava-jato, com 2 boxes de lavagem dos veículos, do Auto Posto Rick Ltda. Avenida Sete de Setembro Nº 1635, em Curitiba – PR

**Data:** 08/05/2001

O sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais do Auto Posto Rick Ltda, foi implantado há um ano atrás, com custo total de R\$ 7.000,00 (sete mil reais). Entretanto, segundo o Sr. Vitor Hugo Lopes Lau, o sistema só foi colocado em operação no mês de Março de 2001, quando proporcionou uma redução de R\$ 800,00 para R\$ 600,00 na tarifa de água potável e esgotos, ou seja, uma economia de 25% na tarifa mensal, da concessionária de abastecimento público (SANEPAR). Esta economia média mensal, prevê uma taxa de retorno do investimento feito pelos proprietários do Auto Posto Rick Ltda, no sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, num prazo aproximado de 3 anos.

Em 16/05/2001 foi visitado o segundo posto de combustíveis, da Cidade de Curitiba, que possui sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais. O Posto Criança, Figura 2.81, está inserido na bacia hidrográfica do Rio Pilarzinho, tributário da margem direita do Rio Belém, localizado na Rua Dr. Roberto Barrozo Nº 1647, esquina da Rua Raquel Prado, no Bairro Mercês.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



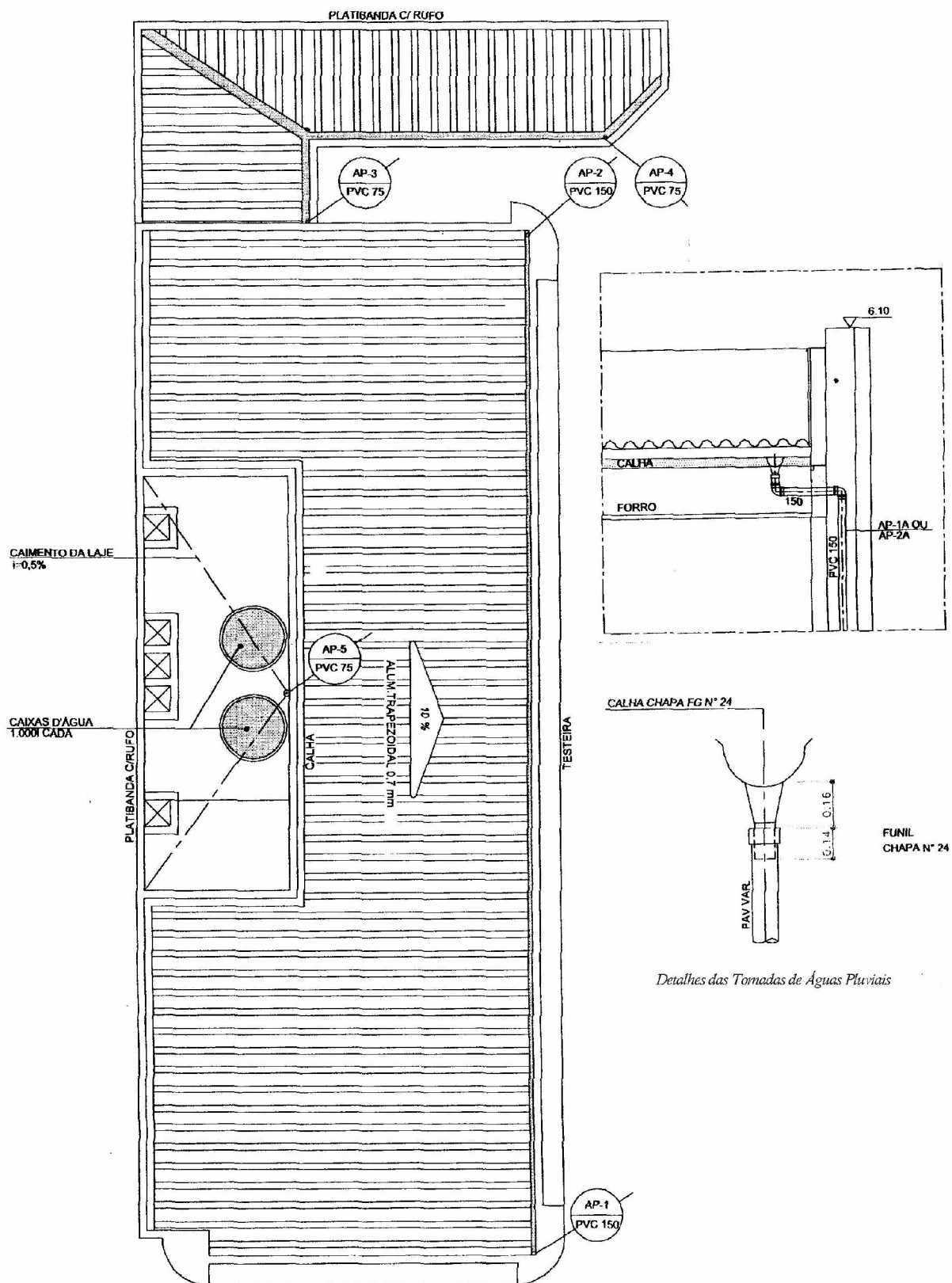


**Figura 2.81** Posto de combustíveis Criança, com sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais. Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho (Tributário M.D. Rio Belém), em Curitiba – PR

**Data:** 16/05/2001

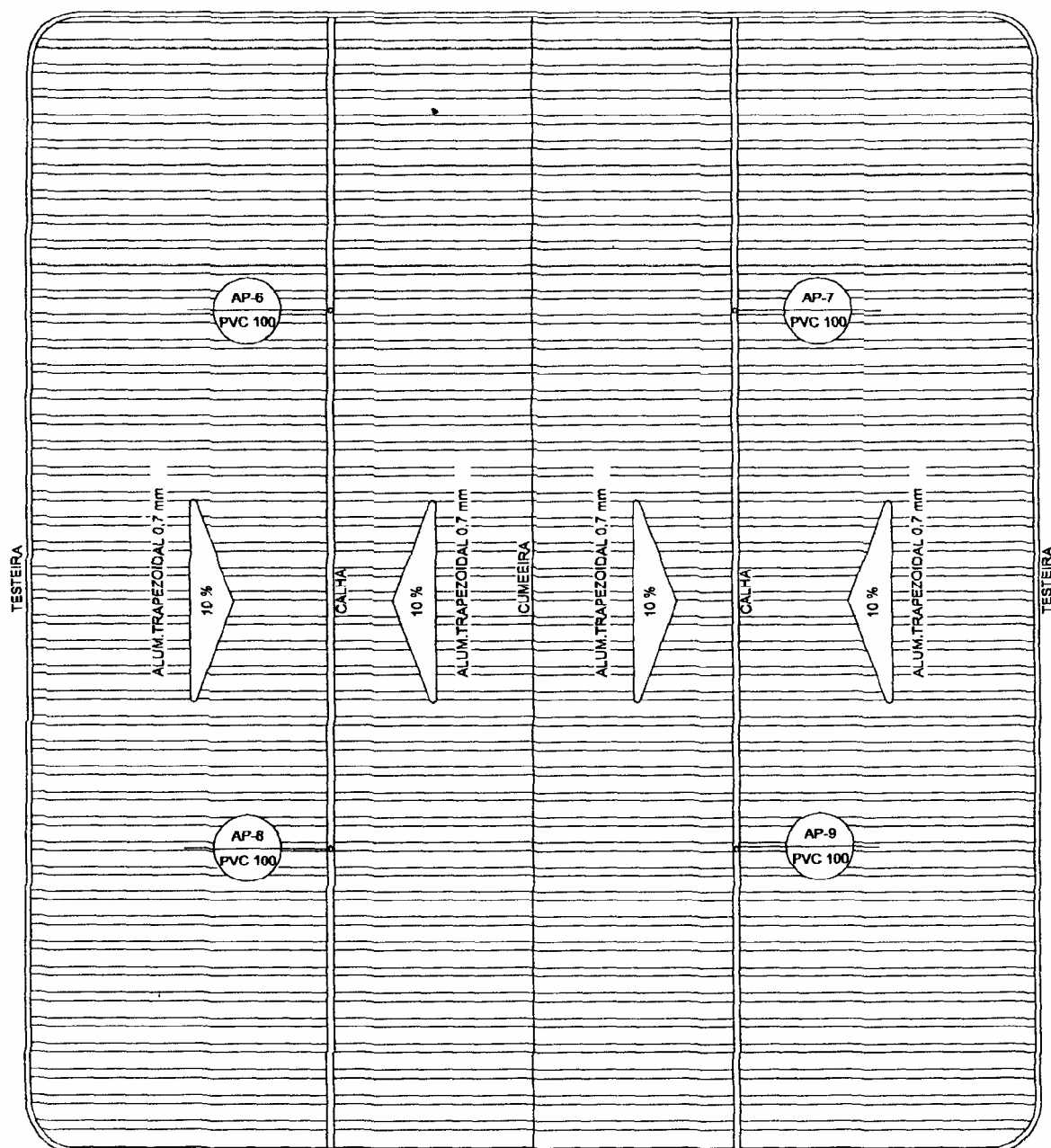
As características do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais do Posto Criança, são idênticas às descritas para o primeiro posto de combustíveis. Segundo seu proprietário, Sr. Carlos Roberto Linzmayer, embora concluído e em funcionamento há cerca de um ano, o sistema não foi colocado em operação até a presente data.

As águas pluviais das coberturas do prédio das lojas de conveniências e da administração, assim como da estrutura das ilhas de abastecimento do Posto Criança, Figuras 2.82 e 2.83, são coletadas em calhas de chapas de ferro galvanizado (padrão Nº 24), e conduzidas por nove condutores verticais de PVC (Diâmetros = 75, 100 e 150 mm), para seis caixas de captação das águas pluviais, instaladas no piso do posto de combustíveis.



**Figura 2.82** Planta de cobertura das lojas de conveniências e da administração do posto de combustíveis Criança ( $A_{\text{coleta}} = 165 \text{ m}^2$ )

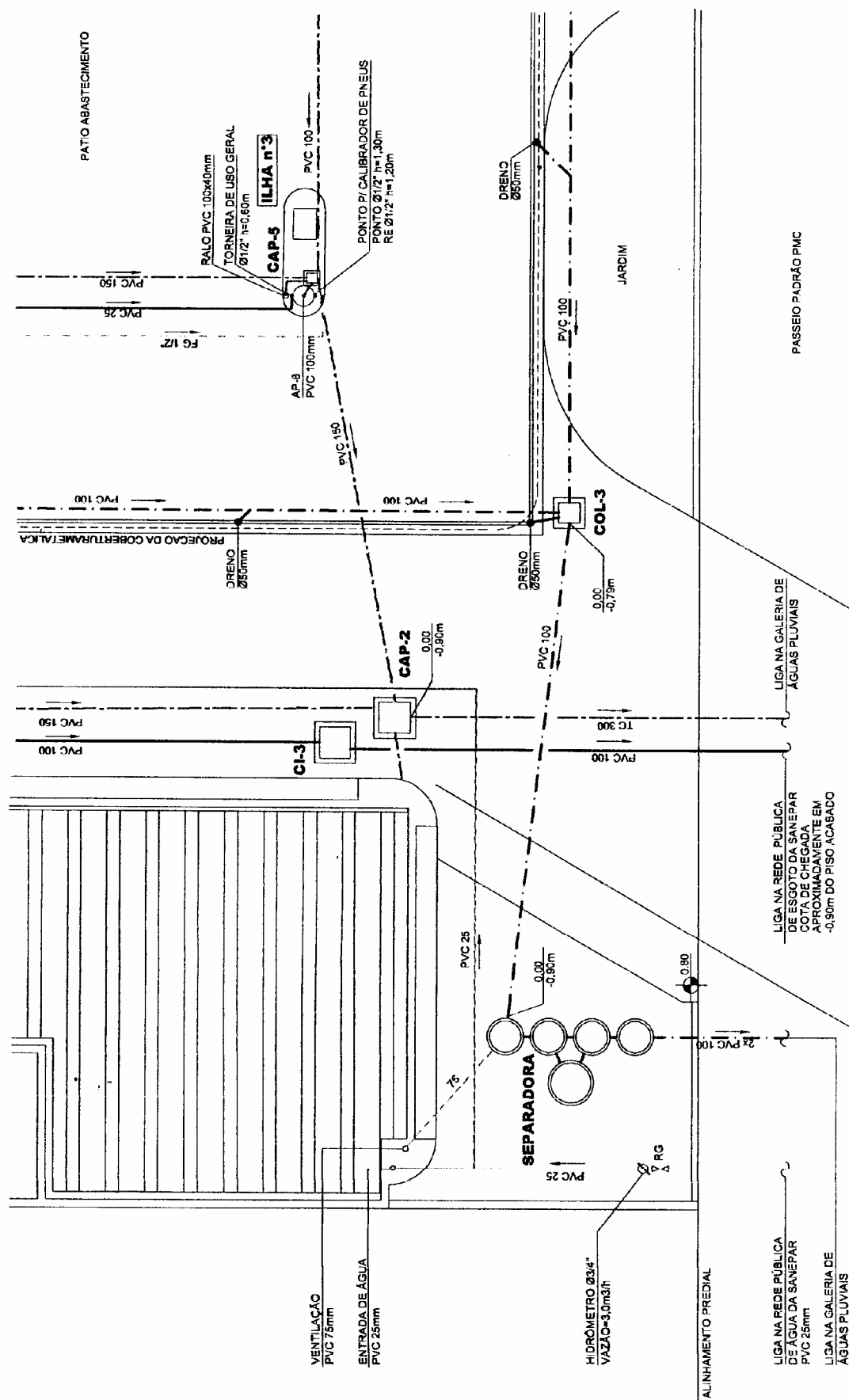
Fonte: MARUNE ENGENHARIA LTDA (02/1999)



**Figura 2.83** Planta de cobertura das ilhas de abastecimento do Posto Criança  
( $A_{\text{coleta}} = 239,25 \text{ m}^2$ )

**Fonte:** MARUNE ENGENHARIA LTDA (02/1999)

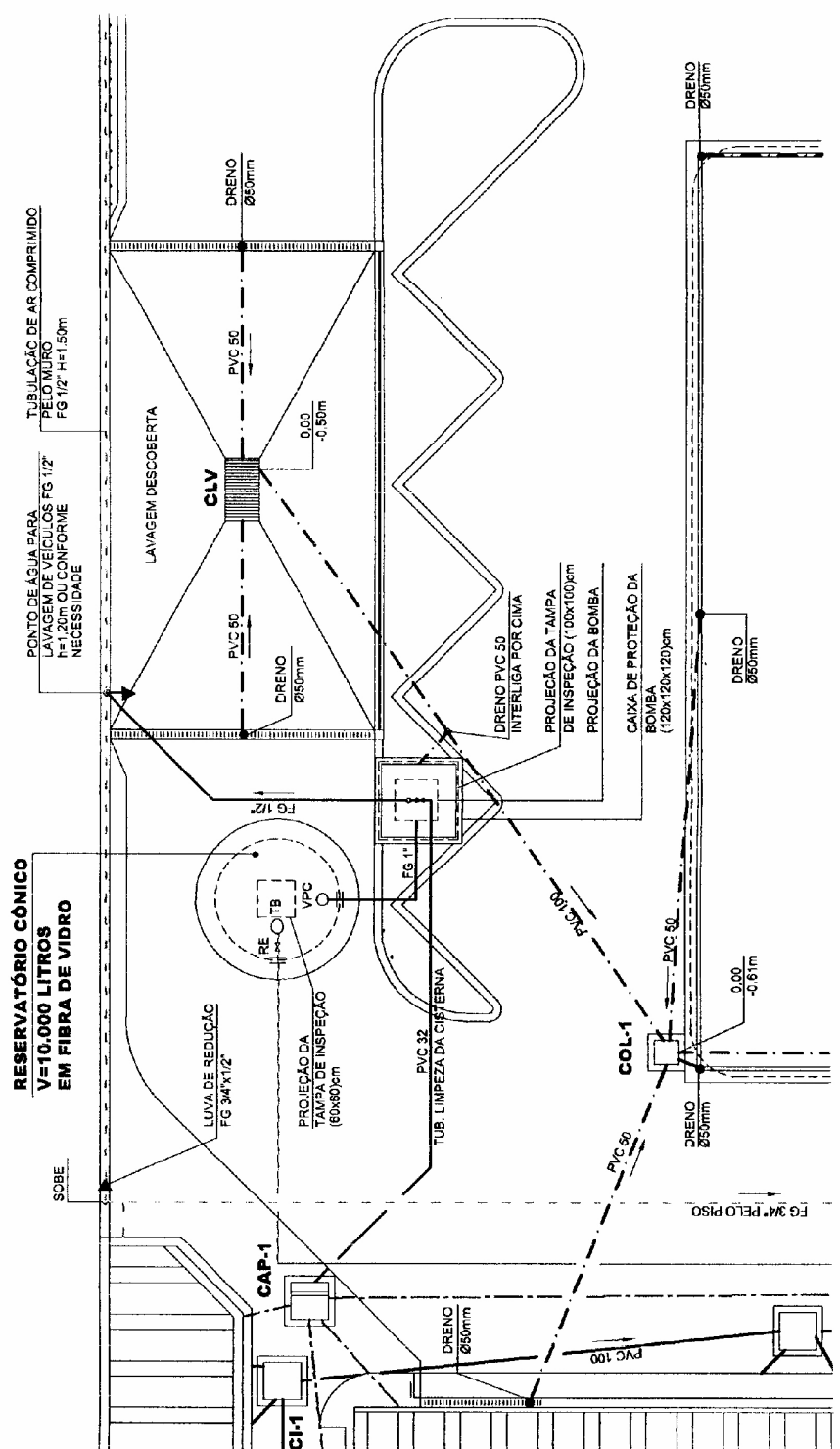
A partir da junção de todas as águas pluviais das caixas de captação, estas são direcionadas à caixa de captação das águas pluviais CAP-2, e a partir desta, escoadas por tubulação de concreto, com 0,30 m de diâmetro, à galeria de águas pluviais, Figura 2.84, do sistema de microdrenagem urbana, da bacia hidrográfica do Rio Pilarzinho, tributário da margem direita do Rio Belém.



**Figura 2.84** Descarte das águas pluviais coletadas nas coberturas do posto de combustíveis Criança, no sistema de microdrenagem urbana da bacia hidrográfica do Rio Pilarzinho

**Fonte:** MARUNE ENGENHARIA LTDA (02/1999)

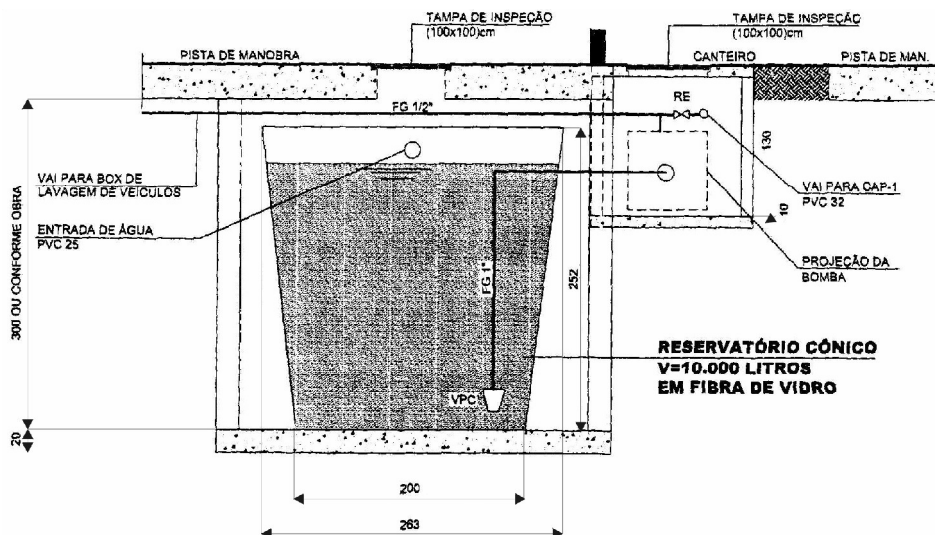
A água tratada, fornecida pelo sistema público de abastecimento, é armazenada num reservatório com 5,0 m<sup>3</sup> de capacidade (segundo projeto V = 10 m<sup>3</sup>), Figuras 2.85 e 2.86, instalado no subsolo do posto de combustíveis Criança, bem próximo do maior ponto de consumo da água, o lava-jatos para lavagem dos veículos.



**Figura 2.85** Reservatório de armazenamento de água tratada, instalado no subsolo do Posto de Combustíveis Criança (V = 5 m<sup>3</sup>)

**Fonte:** MARUNE ENGENHARIA LTDA (02/1999)

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 2.86** Detalhes do reservatório de armazenamento de água tratada ( $V = 5,0 \text{ m}^3$ ) e da caixa de proteção das bombas de recalque

**Fonte:** MARUNE ENGENHARIA LTDA (02/1999)

Das Figuras 2.85 e 2.86 verifica-se que ainda não há armazenamento e utilização das águas pluviais coletadas nas coberturas do posto de combustíveis Criança. A água tratada é utilizada diretamente nos pontos de consumo, Figura 2.87, proveniente do reservatório instalado no subsolo ( $V = 5 \text{ m}^3$ ) ou, dos dois reservatórios com  $1,0 \text{ m}^3$  de capacidade cada um, instalados na laje de cobertura da edificação das lojas de conveniências e da administração do posto de combustíveis.



**Figura 2.87** Lava-jato do posto de combustíveis Criança. Ponto de maior consumo de água tratada

**Data:** 16/05/2001.



A não utilização das águas pluviais no posto de combustíveis Criança, embora com o sistema hidráulico praticamente pronto, é evidenciada nas Figuras 2.88 e 2.89, respectivamente.



**Figura 2.88** Entrada de água tratada em PVC ( $\varnothing = 25$  mm) no reservatório do subsolo do posto de combustíveis Criança ( $V = 5,0$  m<sup>3</sup>)  
**Data:** 16/05/2001.



**Figura 2.89** Detalhes da tubulação de recalque em PVC ( $\varnothing = 32$  mm) para o consumo no lava-jato e de 2 tubulações de PVC ( $\varnothing = 75$  mm), preparadas para o armazenamento e utilização das águas pluviais no posto de combustíveis Criança

**Data:** 16/05/2001.



Nas Figuras 2.88 e 2.89 podem ser visualizadas as tubulações de coleta das águas pluviais, entretanto todas elas atravessam sobre o reservatório de armazenamento do subsolo ( $V = 5,0 \text{ m}^3$ ) e, nenhuma delas está conectada ao mesmo.

### 2.2.3. Infiltração das Águas Pluviais

GIUSTI (1989) acredita que nos próximos anos, a utilização da água subterrânea terá importância fundamental para o abastecimento da Região Metropolitana de Curitiba. Com relação a recarga das águas subterrâneas, recomenda que as áreas de ocorrência das rochas do Embasamento Cristalino sejam protegidas. Seria ideal que as zonas norte e noroeste de Curitiba não fossem habitadas e sim reflorestadas. Como existem muitas aglomerações urbanas, seria importante não permitir a abertura de novos loteamentos, edificações, industrializações, etc., e se incentivasse que todas as áreas livres fossem reflorestadas. Além dessas duas zonas serem uma área de mananciais de água, estas regiões ainda desenvolvem declividades elevadas, vulneráveis aos processos erosivos, o que justifica ainda mais os reflorestamentos. Permitir a utilização dessas áreas livres só para reflorestamento, entende que, seus proprietários deveriam receber benefícios e incentivos quanto aos impostos e a comercialização da madeira.

De acordo com GIUSTI (1989), o Plano Diretor de Curitiba de 1966, desconsiderou completamente o suporte geológico. Foi criado um desequilíbrio sensível nos processos ecológicos do Município, principalmente quanto a proteção do solo e preservação dos mananciais e zonas de recarga dos aquíferos. Surgiram zonas com excessiva impermeabilização devido as edificações, prejudiciais a aeração, insolação e infiltração das águas pluviais no solo.

Outro problema detectado foi o causado pela crescente ocupação de áreas

sedimentares recentes, como os aluviões do Município de Curitiba. Loteamentos e conjuntos habitacionais estão se desenvolvendo em litologias do tipo: Turfa, areias argilosas e argilas de alta plasticidade, que recebendo densidade elevada de vias pavimentadas, edificações, etc., certamente modificarão o comportamento geotécnico, originando dúvidas quanto aos recalques, devidos as oscilações do nível de água do lençol freático.

Para as regiões de ocorrência de aluviões em Curitiba, explica que, para se executar uma edificação nessas áreas são necessários a implantação de aterro e rebaixamento do nível do lençol freático. Dois problemas surgem:

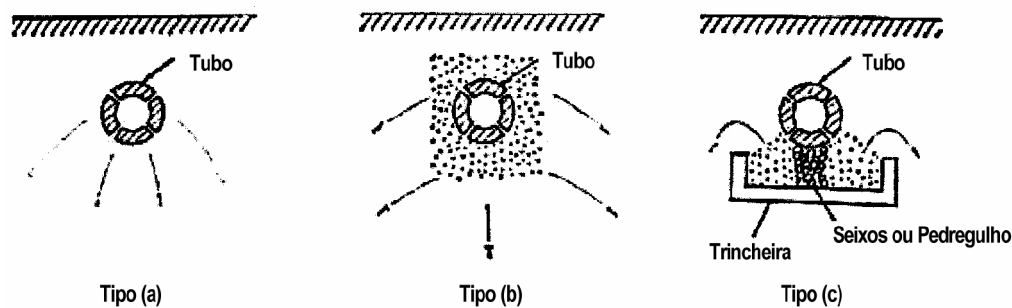
1º) O sistema de aterramento para estes lotes, deve ser feito adicionando-se migmatitos alterados ou sedimentos argilo-arenosos da Formação Guabirotuba. Os materiais provenientes da alteração de rochas do Embasamento Cristalino são os mais indicados para os aterros nos aluviões de Curitiba. Estima que áreas de várzea não ocupadas, de aproximadamente 55 km<sup>2</sup>, demandariam  $1,53 \times 10^6$  m<sup>3</sup> de material, evidenciando a movimentação de grandes quantidades de migmatito alterado e argilitos arenosos da Formação Guabirotuba, que na maioria dos casos serão favoráveis aos processos erosivos e de assoreamento, alterando o equilíbrio ambiental das áreas fontes;

2º) O processo de compactação e rebaixamento do nível de água dos terrenos, levará a uma alteração na direção do escoamento das águas subterrâneas. O rebaixamento do nível do lençol freático já foi detectado na área central de Curitiba. Nas condições normais a água escoava em direção ao Rio Belém e daí para o Rio Iguaçu, em épocas de chuvas intensas, ocorrendo inversão no sentido do escoamento nas estiagens, pelos indícios de poluição em poços freáticos devido aos escoamentos das águas dos rios para o aquífero.

ISHIZAKI et al. (1993) descrevem que os dispositivos de infiltração das águas pluviais no Japão incluem infiltrações em valas, trincheiras, poços e em reservatórios e, apenas recentemente, apareceram os pavimentos permeáveis. As estruturas dos dispositivos

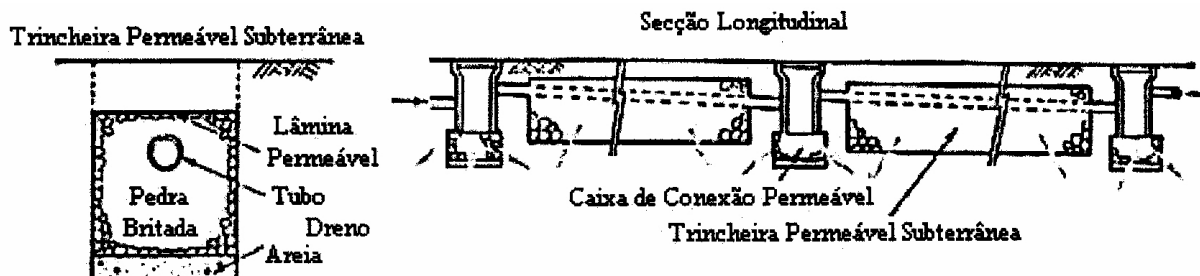
incluem caixas permeáveis para infiltrações pontuais, tubos drenos e trincheiras moldadas na forma em “U” permeáveis para infiltrações lineares.

A estrutura básica de um sistema de infiltração é um arranjo de tubos drenos construídos nas proximidades da superfície do solo. São usados como drenos, tubos cerâmicos, de PVC ou de concreto, com diâmetros de 6 a 30 cm. A água é escoada pelos tubos drenos para o solo: a.) Por buracos na parede do tubo; b.) Através das juntas dos tubos; c.) Diretamente pela parede do tubo permeável, Figura 2.90.



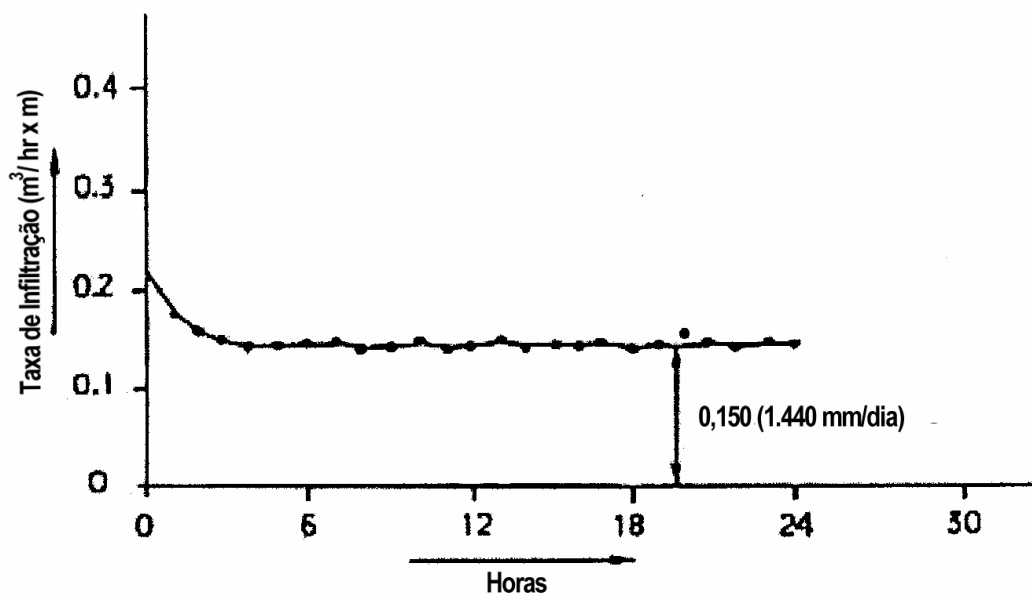
**Figura 2.90** Tubos dreno para infiltração das águas pluviais  
**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

Exemplificam num condomínio de apartamentos no Distrito de Fukaya, Prefeitura de Saitama, a utilização de um sistema geral de infiltração das águas pluviais, Figura 2.91, tendo sido removido o solo ao redor do arranjo dos tubos drenos e substituído por seixos e pedra britada, numa faixa de 40 a 60 cm de largura e 50 a 80 cm de profundidade.



**Figura 2.91** Sistema geral de infiltração das águas pluviais num condomínio residencial no Distrito de Fukaya – Saitama (Japão)  
**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

De acordo com os resultados experimentais, a taxa de infiltração nos solos aluviais do platô ao redor de Tóquio, alcançou a condição do estado de equilíbrio depois de 3 horas. A Figura 2.92 mostra os resultados experimentais obtidos com um arranjo de caixas e trincheiras de tubos drenos permeáveis, distribuídos ao redor do condomínio.



**Figura 2.92** Taxa de infiltração na experiência do Distrito de Fukaya – Saitama (Japão)  
**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

A taxa final de infiltração obtida no sistema foi  $0,150 \text{ m}^3/\text{h}$  por metro linear de tubo dreno. Considerando que o perímetro de cada tubo dreno possui uma área de  $2,5 \text{ m}^2$ , a taxa de  $0,150 \text{ m}^3/\text{h} \cdot \text{m}$  corresponde a  $0,06 \text{ m/h} = 60 \text{ mm/h} = 1.440 \text{ mm/dia}$ . Esta taxa de infiltração é elevada e da mesma ordem de magnitude das taxas dos reservatórios de recarga das águas subterrâneas.

ISHIZAKI et al. (1993) para avaliarem o desempenho do sistema de infiltração das águas pluviais de Fukaya, fizeram experimentos durante os dois primeiros anos de sua operação. O volume infiltrado total das águas pluviais atingiu  $2.277 \text{ m}^3$ , correspondente a  $1.250 \text{ mm/dia} = [2.277 / (365 \times 2) / 2,5]$ , não sendo observada nenhuma colmatção do leito filtrante durante esses 2 anos.

Chegaram as seguintes conclusões:

a.) A capacidade de infiltração do solo não é afetada pelos níveis de água do lençol freático, de até 2 m de profundidade da superfície do solo;

b.) A água contida no solo, próxima da superfície, não é afetada pela infiltração nos tubos drenos;

c.) Durante a estação chuvosa, a capacidade de infiltração máxima diminuiu cerca de 10%;

d.) Se os tubos drenos são dispostos a uma distância menor, a capacidade de infiltração por unidade de área aumenta. Porém, se o espaçamento entre tubos drenos forem menores do que 1 m, a capacidade de infiltração começa a diminuir.

De acordo com ISHIZAKI et al. (1993), o primeiro sistema de infiltração de águas pluviais foi implantado em 1981, num grande empreendimento residencial na cidade de Akishima, Região Metropolitana de Tóquio. As características gerais desse empreendimento estão indicadas na Tabela 2.54.

**Tabela 2.54** Características gerais do empreendimento residencial na Cidade de Akishima – Japão

Característica	Discriminação
Área do empreendimento	27,8 ha
Casas Residenciais	2.673 (1.814 para venda e 859 para locação)
Edifícios residenciais	11 a 14 apartamentos/edifício
Começo da ocupação	Março de 1981

**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

O empreendimento está localizado no Platô de Musashino numa planície aluvionar, com solos escuros “blacksoil” no topo do estrato, com uma espessura média de 10 cm. Abaixo desses solos encontra-se a argila “Tachikawa”, com uma capa de 2 a 3 m de espessura, seguida de pedregulho grosso misturado com seixos de pedras. O lençol freático está

localizado 10 m abaixo da superfície do solo, com a capa de pedregulho apresentando alta taxa de permeabilidade, com condições ótimas para infiltração das águas pluviais.

De acordo com ensaios laboratoriais das amostras de solo da área, o coeficiente de permeabilidade da capa de argila, onde as instalações de infiltração foram construídas, variou de  $1,53 \times 10^{-4}$  a  $4,8 \times 10^{-7}$  cm/s.

O sistema de infiltração consiste na coleta das águas pluviais do telhado por calhas e direcionadas para uma caixa de conexão permeável e, o transbordamento é conduzido a tubos subterrâneos permeáveis para infiltração subsuperficial. A água que extravasa dos tubos de infiltração por meio dos tubos drenos é conduzida a um reservatório de detenção. Além do sistema de coleta das águas pluviais do telhado, a área de estacionamento do complexo de apartamentos foi dotada de pavimento permeável e trincheiras permeáveis moldadas em forma de “U”. As instalações de infiltração estão indicadas na Tabela 2.55.

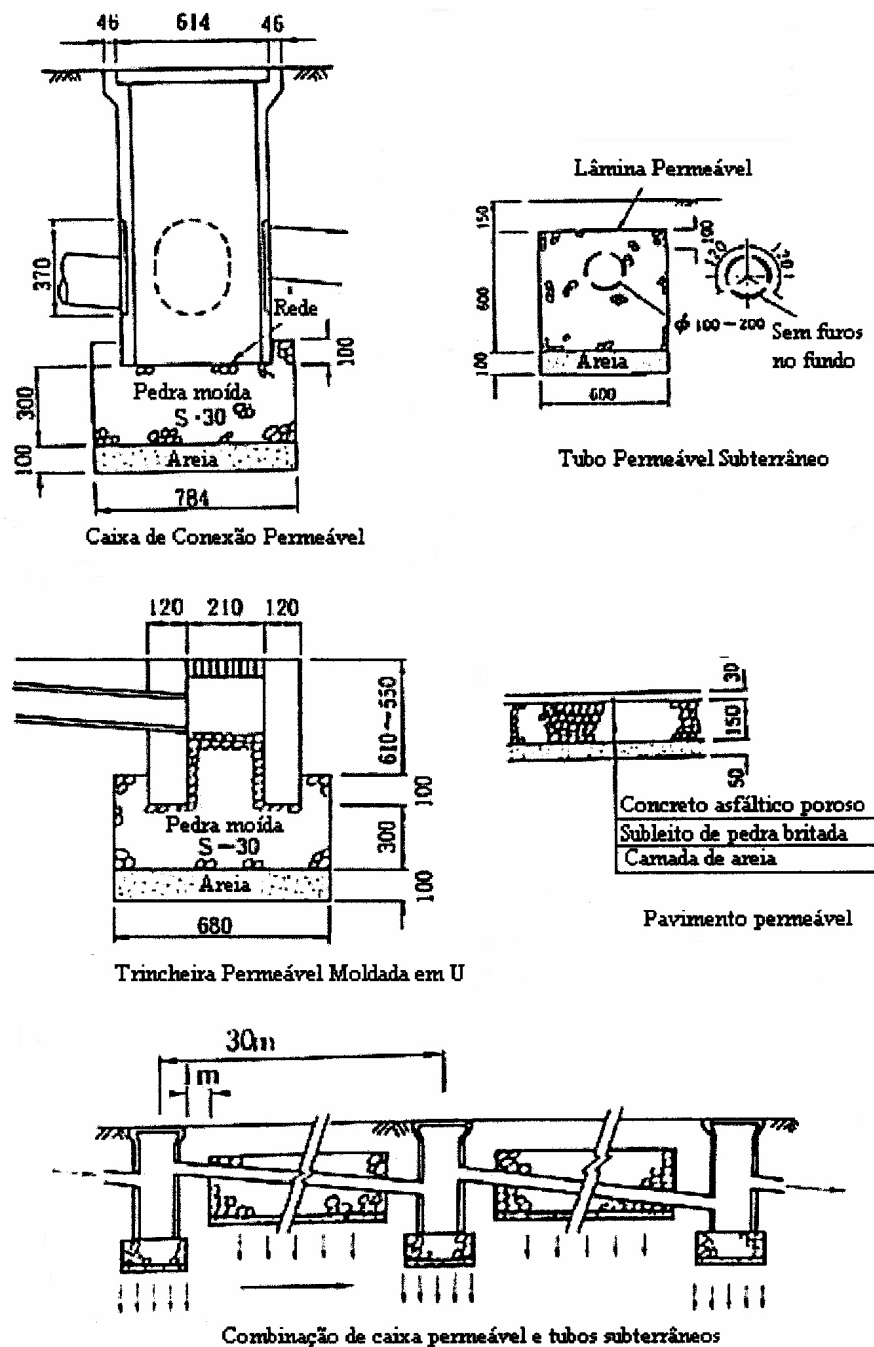
**Tabela 2.55** Instalações de infiltração na área do empreendimento residencial na Cidade de Akishima – Japão

Instalações permeáveis	Quantidade
Caixa de conexão	40
Tubos subterrâneos	494 m
Trincheiras moldadas em “U”	143 m
Pavimentos permeáveis	2.405 m <sup>2</sup>

**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

Na Figura 2.93 estão mostrados os detalhes estruturais de cada dispositivo de infiltração utilizado na área do empreendimento residencial.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 2.93** Dispositivos de infiltração utilizados na área do empreendimento residencial em Akishima – Japão  
**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

Os parâmetros de projeto utilizados nas instalações de infiltração indicadas na Figura 2.93 foram os seguintes:

- a.) Taxa de infiltração = 1 l/min.m de tubo permeável, de trincheira moldada em “U”, e 1 l/min por caixa de conexão permeável;



- b.) Recobrimento mínimo dos tubos = 0,25 m;
- c.) Espaçamento entre caixas de conexão permeáveis  $\leq 30$  m;
- d.) Densidade das instalações = 1m de tubo subterrâneo permeável ou 1 caixa permeável para 15 m<sup>2</sup> de área de coleta das águas pluviais.

Para avaliação do desempenho dos dispositivos de infiltração sobre o escoamento superficial, foram feitas observações de chuvas e medidas de escoamento em 1981, quando terminou a construção do sistema, em 1983, 2 anos depois, em 1986/87, cinco/seis anos depois, e em 1989 e 1991, oito e dez anos após a instalação. Utilizaram para medições das chuvas duas estações pluviométricas instaladas na área do empreendimento e as medições do escoamento foram feitas em duas áreas experimentais, uma de 1,85 ha, sem qualquer tipo de dispositivo de infiltração, para compará-la com uma área de 1,32 ha, dotada de instalações de infiltração, contíguas a área do empreendimento, por meio de vertedores instalados nos emissários das águas pluviais.

ISHIZAKI et al. (1993) destacam os eventos mais significativos da série de observações:

1º) Em Agosto de 1981, logo após a conclusão do sistema, uma chuva de 30 h e 87 mm de altura, o escoamento na área dotada com os dispositivos de infiltração foi pequeno, apenas 11% do escoamento da área experimental comparativa (1,85 ha);

2º) Dois anos depois, Agosto de 1983, uma chuva de 102 mm e 10,5 h de duração, o sistema reduziu a vazão de pico em cerca de 40%;

3º) Em Setembro de 1986, cinco anos depois, para uma chuva de 103 mm e 14 h de duração, o escoamento na área com dispositivos de infiltração não foi grande, e o amortecimento da descarga na hora do pico atingiu 71%;

4º) Nove anos depois, em Setembro de 1990, 155 mm de chuva em 18 h, a vazão superficial de pico foi amortecida em 55%.

Para avaliarem se a colmatção reduziria a capacidade de infiltração das caixas de conexão permeáveis e das tubulações subterrâneas, foram medidas as taxas de infiltração em 10 caixas de conexão permeáveis em 8 eventos de chuva, nos tubos subterrâneos permeáveis, as quais estão indicadas nas Tabelas 2.56 e 2.57.

**Tabela 2.56** Capacidade de infiltração nas caixas de conexão permeáveis no empreendimento residencial em Akishima – Japão

Caixa Nº	1981 (l/min)	1982 (l/min)	1983 (l/min)	1986		1991 (l/min)
				(a)	(b)	
4	11,8	13,6	13,0	4,0	19,2	-
6	-	-	5,6	9,4	-	-
18	8,2	9,0	12,0	1,1	19,6	-
34	4,0	3,4	4,7	9,0	-	-
53	12,1	13,4	12,1	10,0	-	11,2
57	11,0	10,6	7,0	0,3	15,8	19,1
60	15,6	18,4	12,8	6,2	13,2	1,9
64	18,2	21,8	6,4	7,4	25,4	7,2
74	7,6	8,8	7,1	5,0	5,6	-
82	10,7	14,6	14,0	15,2	-	13,8

(a) Nenhuma remoção

(b) Depois da remoção de 15 cm de pedra britada no topo das caixas

**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

**Tabela 2.57** Taxa de infiltração em tubos subterrâneos permeáveis no empreendimento residencial em Akishima – Japão

Data	Condições do tempo no dia do teste	Infiltração Inicial (**)		Infiltração Total		Taxa de Infiltração Final (l/min/m)
		t (min)	V (l)	t (min)	V (l)	
11/08/81	Sem chuva (2)*	73	3.472	180	9.107	5,18
12/09/81	Sem chuva (12)*	40	2.136	240	8.592	5,08
04/09/82	0,5 mm de chuva	35	1.828	475	13.694	4,30
07/08/83	26 mm de chuva	31	1.710	220	7.422	4,71
14/09/83	Sem chuva (2)*	46	2.401	180	7.918	4,73
21/10/86	Sem chuva (8)*	56	2.878	160	9.063	6,13
04/03/92		210	7.816	75	11.613	8,37
23/03/92		55	2.793	160	10.225	7,23

\* N° de dias sem chuva antes do teste

(\*\*) Infiltração antes de alcançar uma taxa constante

**Fonte:** ISHIZAKI et al. (1993)

Na Tabela 2.56, caso 1986(a) a infiltração diminuiu, causada por carreamento de solos, folhas de árvores e outras sujeiras e, no caso 1986(b), onde foi feita a remoção de uma camada com 15 cm de espessura na superfície da pedra britada das caixas permeáveis, a taxa de infiltração voltou a normalidade, provando que o solo da fundação não provocou

colmatagem. Os resultados dos testes de infiltração nos tubos subterrâneos permeáveis indicaram, na Tabela 2.57, que a capacidade de infiltração não diminuiu.

Para garantir a efetiva capacidade de infiltração dos dispositivos de infiltração das águas pluviais, ISHIZAKI et al. (1993) concluíram da pesquisa que, são fundamentais, a manutenção periódica e os consertos eventuais dos sistemas compostos das caixas de conexão e dos tubos subterrâneos permeáveis.

A partir de 1983, com incentivos do Ministério da Construção do Japão, o Banco de Desenvolvimento do Japão realiza empréstimos de longo prazo e capitais a fundo perdido, para a instalação subterrânea de dispositivos de infiltração e armazenamento das águas pluviais em edificações nas áreas urbanas. Focalizando a Região Metropolitana de Tóquio, a distribuição das instalações de infiltração das águas pluviais, em 1992, está indicada na Tabela 2.58.

**Tabela 2.58** Instalações de infiltração das águas pluviais na Região Metropolitana de Tóquio (1992)

<b>Instalações de Infiltração</b>	<b>Quantidade</b>
Caixas de conexão permeáveis	116.994
Tubos subterrâneos permeáveis	772 km
Trincheiras permeáveis moldadas em “U”	215 km
Pavimentos permeáveis	4,19 km <sup>2</sup>

**Fonte:** ISHIZAKI et al.(1993)

O Ministério da Construção do Japão espera que, não só a infiltração das águas pluviais que estas instalações promovam sejam efetivas no controle das enchentes urbanas, mas também para proteção do ambiente aquático. São requeridos critérios e parâmetros mais seguros para o planejamento e projetos dessas instalações, e de que forma esta tecnologia irá difundir-se, contribuindo para um ambiente urbano mais confortável.

DOLZ e GÓMEZ (1994) citam que nas cidades com densidades populacionais elevadas, tal como Barcelona na Espanha, com quase 180 hab/ha, diminuir o escoamento das

enchentes urbanas pelo aumento da infiltração das águas pluviais é praticamente impossível, e afirma que, a única solução para resolver estes problemas é aumentar a capacidade do escoamento da rede de coletores pluviais<sup>(10)</sup>. Isto requer elevados investimentos, que justificam e exigem detalhados conhecimentos dos diferentes fenômenos e processos, relacionados com a drenagem urbana.

RAINWATER REPORT (1994) relata que a área dos passeios das vias urbanas da cidade de Sumida – Japão é, de aproximadamente 212.000 m<sup>2</sup>. Dessa área, cerca de 36.000 m<sup>2</sup> é permeável, permitindo a infiltração pelo pavimento. A cidade de Sumida, assim como várias outras do Japão, estão construindo todas as calçadas novas permeáveis, como também, estão pensando em modificar as calçadas existentes, procedendo da mesma maneira, ou seja, transformando-as em permeáveis.

Para recarga das águas subterrâneas em áreas urbanizadas, com altas taxas de impermeabilização, TUCCI e GENZ (1995), subdividem os tipos de dispositivos mais utilizados e difundidos, em: a.) Planos de infiltração; b.) Valos de infiltração; c.) Bacias de percolação; d.) Dispositivos hidráulicos permeáveis; e.) Pavimentos permeáveis.

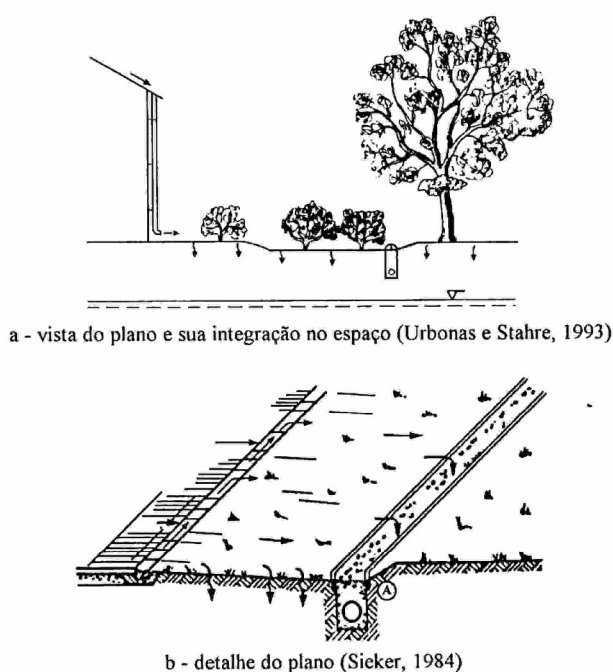
Os dois pesquisadores descrevem as características dos principais dispositivos de infiltração e recarga dos aquíferos pelas águas pluviais.

#### A.) Planos de Infiltração

São planos suavemente inclinados, com suas áreas laterais gramadas, que recebem as águas pluviais precipitadas numa área impermeável, como uma residência ou edifício (Figura 2.94). Durante as chuvas intensas, essas áreas podem ficar submersas, se a sua capacidade de infiltração for inferior a intensidade da chuva.

---

<sup>(10)</sup> Os autores se contrapõem a tendência atual da detenção das águas pluviais para abatimento das vazões máximas de enchentes.



**Figura 2.94** Planos de infiltração das águas pluviais  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995)

O dimensionamento do plano de infiltração é obtido por:

$$V = 0,00125 \cdot C \cdot P \cdot A \quad (2.76)$$

Onde:  $V$  = volume infiltrado ( $m^3$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$P = I \cdot t$  = altura de chuva (mm). Sendo:  $I$  = intensidade da chuva para  $Tr = 2$  anos (mm/h) e  $t$  = duração da chuva (h);

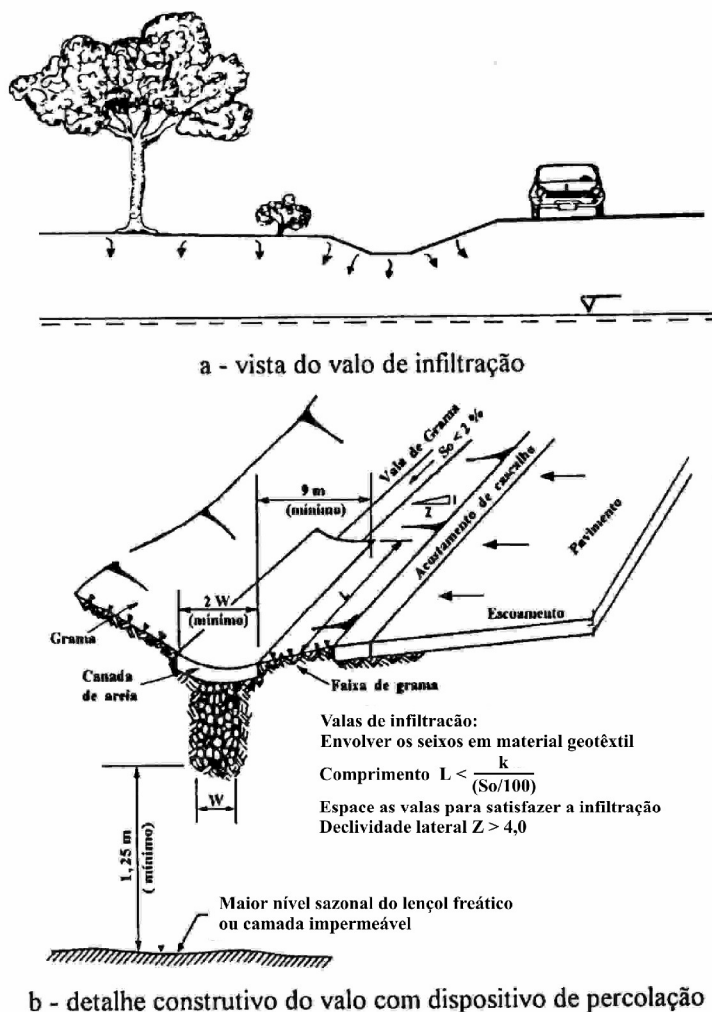
$A$  = área do plano de infiltração ( $m^2$ ).

Não é recomendada a utilização do plano de infiltração se o nível do lençol freático, no período chuvoso, ficar a menos de 1,20 m da superfície, ou ainda, a taxa de infiltração baixa ( $\leq 8$  mm/h).

### B.) Valos de Infiltração

São dispositivos de drenagem lateral, utilizados paralelamente as ruas, estradas, estacionamentos e conjuntos habitacionais. Esse tipo de dispositivo funciona como um reservatório de detenção, a medida que o escoamento das águas pluviais supere a capacidade de infiltração do valo, sendo que o seu volume deve ser suficiente para não ocorrer alagamento. Nos períodos de estiagem ou de pouca chuva, o valo de infiltração é mantido seco.

O valo de infiltração é dimensionado para chuvas de projeto com 2 anos de tempo de recorrência e, na Figura 2.95 são apresentados os elementos para a construção desse tipo de dispositivo para infiltração das águas pluviais.



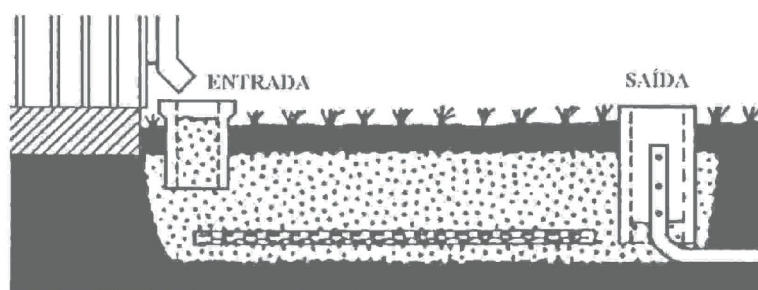
**Figura 2.95** Valos de infiltração das águas pluviais

**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995) apud URBONAS e STAHR (1993).

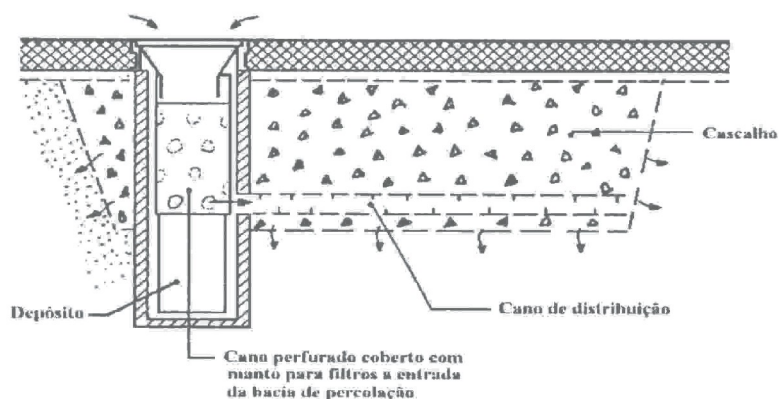
### C.) Bacias de Percolação

São dispositivos construídos para receber águas pluviais dos telhados, dentro dos lotes, visando aumentar a recarga das águas subterrâneas e reduzir o escoamento superficial. O armazenamento é feito na camada superior do solo e, depende da porosidade e da percolação. Portanto, o lençol freático deve ser profundo, criando espaço para o armazenamento. Nas áreas com nível do lençol freático alto, esse tipo de dispositivo não é recomendado.

Na Figura 2.96 são apresentados um exemplo e o detalhe construtivo de um tipo de bacia de percolação. Para solos argilosos, com menor percolação é necessário drenar o dispositivo de saída e, recomendável a utilização de um filtro geossintético, para evitar o entupimento dos espaços entre os elementos, pelo material fino transportado. Após algum tempo de operação é necessária a limpeza de toda a bacia de percolação.



a - exemplo de bacia de percolação (Holmstrand, 1984)



b - detalhe de uma bacia de percolação (Urbonas e Stahre, 1993)

**Figura 2.96** Bacias de percolação para águas pluviais e recarga das águas subterrâneas  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995)

O dimensionamento da bacia de percolação para águas pluviais, tem o seguinte procedimento:

1.) O volume de entrada na bacia de percolação é obtido pela Equação (2.76), igual do plano de infiltração. Sendo:  $P = I \cdot t$ , onde  $I$  é obtida para  $Tr = 2$  anos em equação do tipo  $I = a \cdot t^b$ , para  $t > 2h$ .

2.) O volume percolado na saída da bacia,  $V_s$ , é obtido por:

$$V_s = 1,8 \cdot k \cdot A_p \cdot t \quad (2.77)$$

Onde:  $k$  = coeficiente de permeabilidade do material ( $10^{-3}$  m/s);

$A_p$  = área de percolação ( $m^2$ );

$t$  = tempo de duração (h).

3.) O volume necessário da bacia de percolação, é obtido pela diferença entre os volumes de entrada e saída, dividido pela porosidade do material. O volume da bacia de percolação é máximo, para:

$$V = -\frac{1,8 \cdot b}{\phi} \left( \frac{1.440}{C \cdot a \cdot A} \right)^{\frac{1}{b}} \left[ \frac{k \cdot A_p}{(b+1)} \right]^{\frac{b+1}{b}} \quad (2.78)$$

Onde:  $V$  = volume máximo da bacia de percolação ( $m^3$ );

$a$  e  $b$  = coeficientes da equação de chuvas intensas;

$A$ ;  $A_p$ ;  $C$ ;  $k$  = definidos anteriormente;

$\phi$  = porosidade do material da bacia de percolação (adimensional).



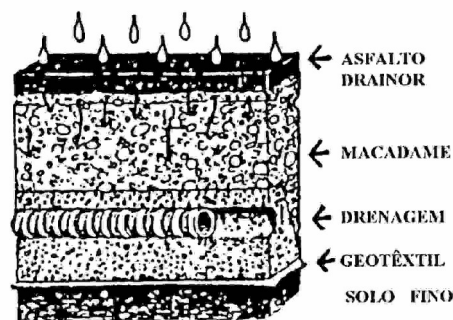
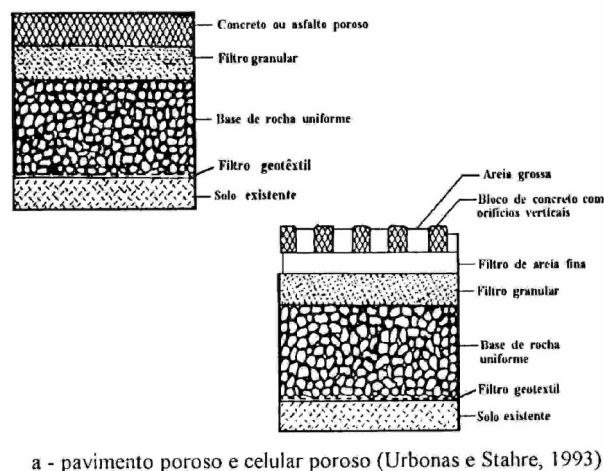
#### D.) Dispositivos Hidráulicos Permeáveis

Existem vários tipos de dispositivos hidráulicos que drenam o escoamento superficial das águas pluviais e facilitam a infiltração no solo. Destacam-se: a.) Entradas permeáveis na rede de drenagem; b.) Trincheiras ou valas permeáveis; c.) Meio fio permeável.

#### E.) Pavimentos Permeáveis

São utilizados em passeios, quadras esportivas, estacionamentos e ruas com pouco tráfego. Nas ruas com grande tráfego, esse tipo de dispositivo pode ser deformado e entupido, tornando-se impermeável. O pavimento pode ser de concreto ou de asfalto, e construído da mesma forma que os pavimentos tradicionais, com a diferença que o material fino é retirado da mistura. Além dessas superfícies tradicionais, existem os pavimentos construídos com módulos de blocos de concreto vazado. Os pavimentos permeáveis são construídos com uma base, conforme indica a Figura 2.97, sendo que esta deverá se localizar, pelo menos, 1,20 m acima do lençol freático no período chuvoso.

A base é drenada com tubos perfurados, espaçados de 3 a 8 m. O sistema de drenagem deve prever o esgotamento do volume existente na camada do solo num período de 6 a 12 horas.



b - pavimento permeável (Hogland e Niemczynowicz, 1986)

**Figura 2.97** Seções transversais de pavimentos permeáveis para infiltração das águas pluviais  
**Fonte:** TUCCI e GENZ (1995)

GENZ e TUCCI (1995) relatam experimentos internacionais de infiltração das águas pluviais em áreas urbanas. Citam que Ando et al. (1993) determinaram a taxa média de infiltração final em jardins e áreas esportivas na bacia do Rio Yabata, Tóquio, os valores de 11,3 e 3,8 mm/h, respectivamente. Dam e Ven (1984) efetuaram medições de infiltração num estacionamento com 0,70 ha de área na Holanda, recoberto com três tipos de pavimento: Tijolos quadrados (0,2 x 0,2 x 0,08)m; tijolos retangulares (0,2 x 0,1 x 0,07)m e bloco de concreto (0,5 x 0,5 x 0,06)m. Pela ponderação da área de cada pavimento ensaiado, concluíram que com uma taxa de infiltração média de 7,4 mm/h, a vazão superficial para estacionamento poderia ser reduzida, no mínimo, pela metade, ou seja, coeficiente de escoamento superficial  $C = 0,50$ .

Utilizando a equação de chuvas intensas de Porto Alegre, com tempo de recorrência  $Tr = 5$  anos e duração da chuva 10 min, GENZ e TUCCI (1995) simularam uma intensidade de 112 mm/h, utilizando-a nos ensaios sobre quatro superfícies urbanas. As intensidades utilizadas nos ensaios das superfícies, variaram na faixa compreendida entre 30 e 150 mm/h.

As superfícies urbanas escolhidas para caracterização da taxa de infiltração foram: a.) Duas parcelas gramadas, com declividades, de 1% e 11%; b.) Duas parcelas em rua antiga pavimentada com paralelepípedos, com declividades de 9% e 2%; c.) Uma parcela em rua de chão batido, com declividade de 1,3%; d.) Duas parcelas de rua recém pavimentada: Uma revestida com paralelepípedo, com declividade de 4%; e a outra, revestida com blocos de concreto tipo “pavi S”, denominada “blocket”, com declividade de 2%.

Para as quatro superfícies, a Tabela 2.59 apresenta o resumo dos resultados obtidos com as precipitações simuladas, o coeficiente de escoamento superficial  $C$  e a taxa final de infiltração das áreas ensaiadas.

**Tabela 2.59** Resumo dos resultados experimentais em superfícies urbanas

Tipo de superfície	Declividade (%)	Precipitação simulada (mm/h)	Coeficiente de escoamento $C$	Taxa final de infiltração (mm/h)
Gramado*	1 e 9	110 a 142	0,54 a 0,68	19 a 23
Chão batido	1,3	110 a 120	0,92 a 0,95	**
Paralelepípedo antigo	2 e 11	103 a 128	0,88 a 0,95	**
Paralelepípedo novo	4	114 a 124	0,58 a 0,63	18 a 23
“Blocket”	2	116 a 127	0,83 a 0,85	10 a 14

\* Foram excluídas 6 simulações da chuva;

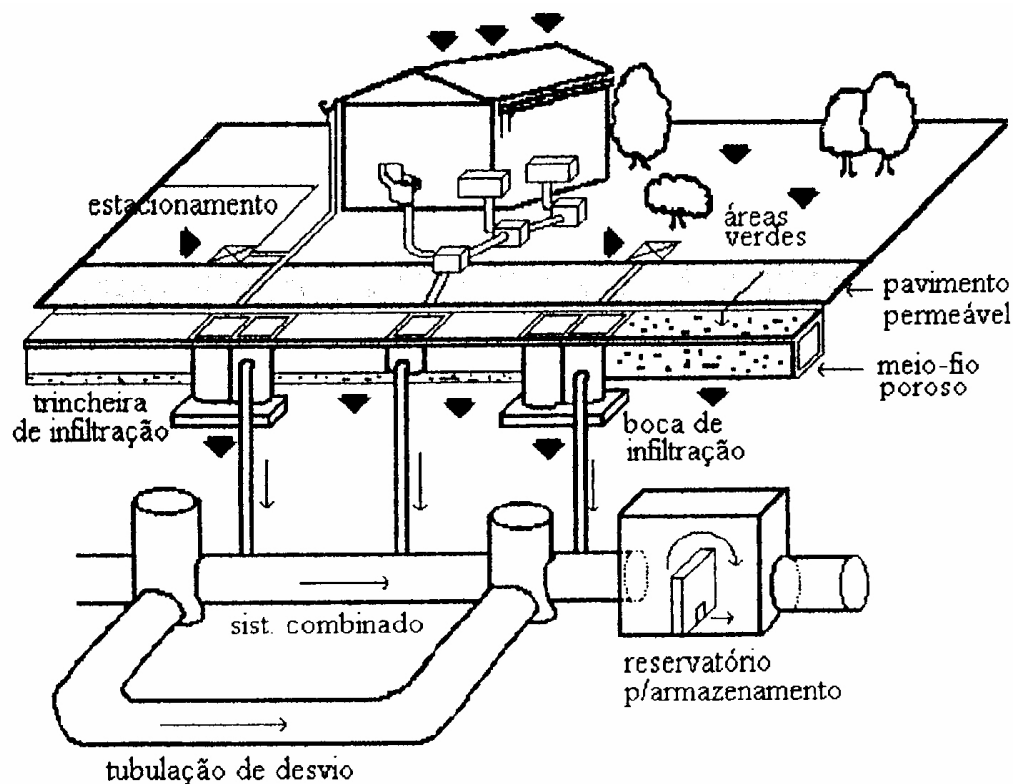
\*\* Não puderam concluir com relação a taxa final de infiltração

**Fonte:** GENZ e TUCCI (1995)

CAMPANA (1995) relata experimento desenvolvido por Fujita (1984), em Tóquio – Japão, com um sistema de drenagem experimental, integrando diversas alternativas de controle do escoamento, numa área de 296 ha densamente urbanizada. Os componentes desse sistema experimental eram: a.) Pavimentos permeáveis; b.) Bocas de infiltração; c.) Trincheiras de infiltração; d.) Armazenamento em reservatórios subterrâneos; e.) Meio-fio

porosos.

A estratégia de Fujita no controle das enchentes urbanas consistia na combinação de dispositivos de infiltração e de armazenamento das águas pluviais. O esquema conceitual do sistema de drenagem experimental está indicado na Figura 2.98.

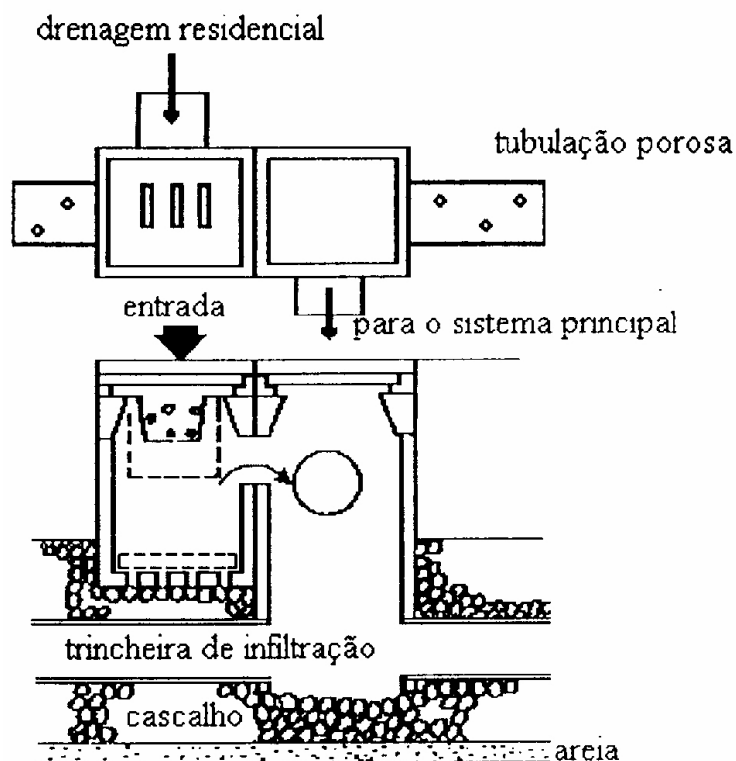


**Figura 2.98** Sistema experimental combinando dispositivos de infiltração e de armazenamento das águas pluviais  
**Fonte:** CAMPANA (1995) apud FUJITA (1984)

O pavimento permeável é recomendado para ser usado em calçadas, ruas secundárias e em estacionamentos. A limitação no uso deste tipo de material está no fato de não suportar grandes cargas, visto que sofrerá deformação.

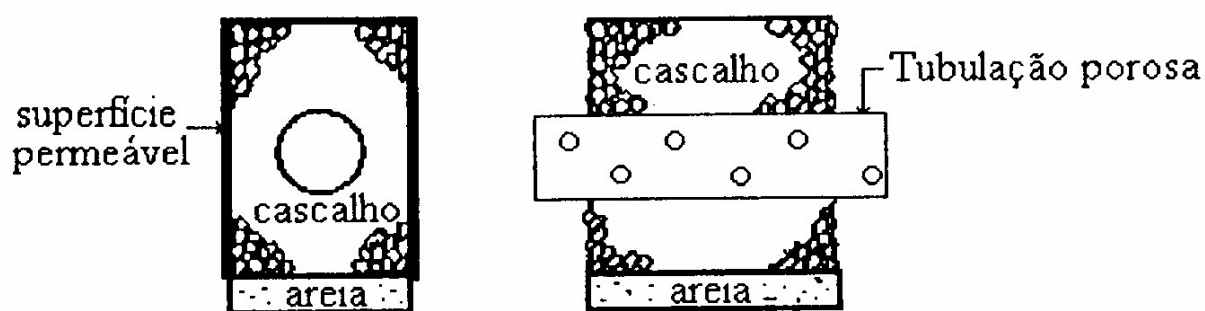
A boca de infiltração, Figura 2.99, o escoamento infiltra por meio de uma camada de material granular colocado no fundo, e, freqüentemente conectado as trincheiras de infiltração. As trincheiras, Figura 2.100, permitem a infiltração dos excessos da chuva no

solo, e são construídas de materiais porosos colocados dentro de filtros com material granular.



**Figura 2.99** Boca de infiltração das águas pluviais

Fonte: CAMPANA (1995) apud FUJITA (1984)

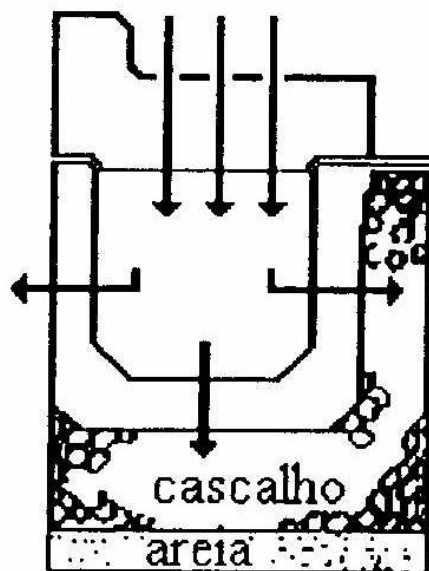


**Figura 2.100** Trincheira de infiltração

Fonte: CAMPANA (1995) apud FUJITA (1984)

Outro dispositivo integrante do sistema experimental é o armazenamento subterrâneo, o qual, em dias secos tem escoamento mínimo, porém nos dias chuvosos a água retida promove um retardamento no escoamento. Na Figura 2.101 é apresentada a estrutura

construtiva do meio-fio permeável.



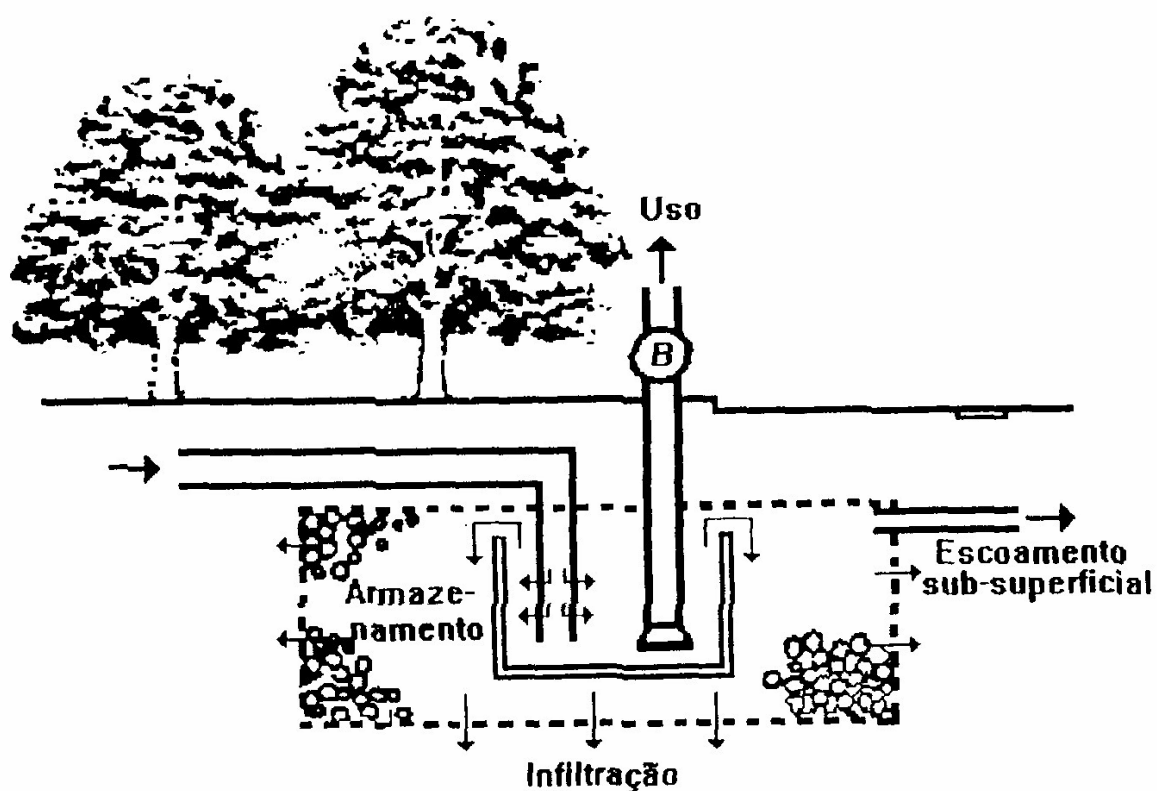
**Figura 2.101** Meio-fio permeável

**Fonte:** CAMPANA (1995) apud FUJITA (1984)

CAMPANA (1995) citando Fujita, com relação ao custo deste tipo de sistema, é cerca de 20% superior ao sistema convencional de drenagem. Apesar do aumento significativo, o mesmo é considerado razoável frente aos benefícios obtidos no controle das enchentes urbanas.

Depois de uma década, Fujita (1993) avaliou novamente o desempenho do sistema de drenagem experimental, e verificou que tinha a mesma eficiência apresentada em 1984, não apresentando problemas de poluição das águas subterrâneas, nem colmatção dos meios porosos permeáveis de infiltração. Nesta oportunidade, apresentou outro dispositivo para diminuir os efeitos dos excessos superficiais. Tal dispositivo, Figura 2.102, é um reservatório com fundo permeável, permitindo a infiltração. Além da infiltração, a água armazenada no reservatório estanque pode ser utilizada para outros fins, como irrigação dos espaços verdes, lavagem de pátios de estacionamento, lavagem de carros, etc.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 2.102** Dispositivo para controle do escoamento das águas pluviais

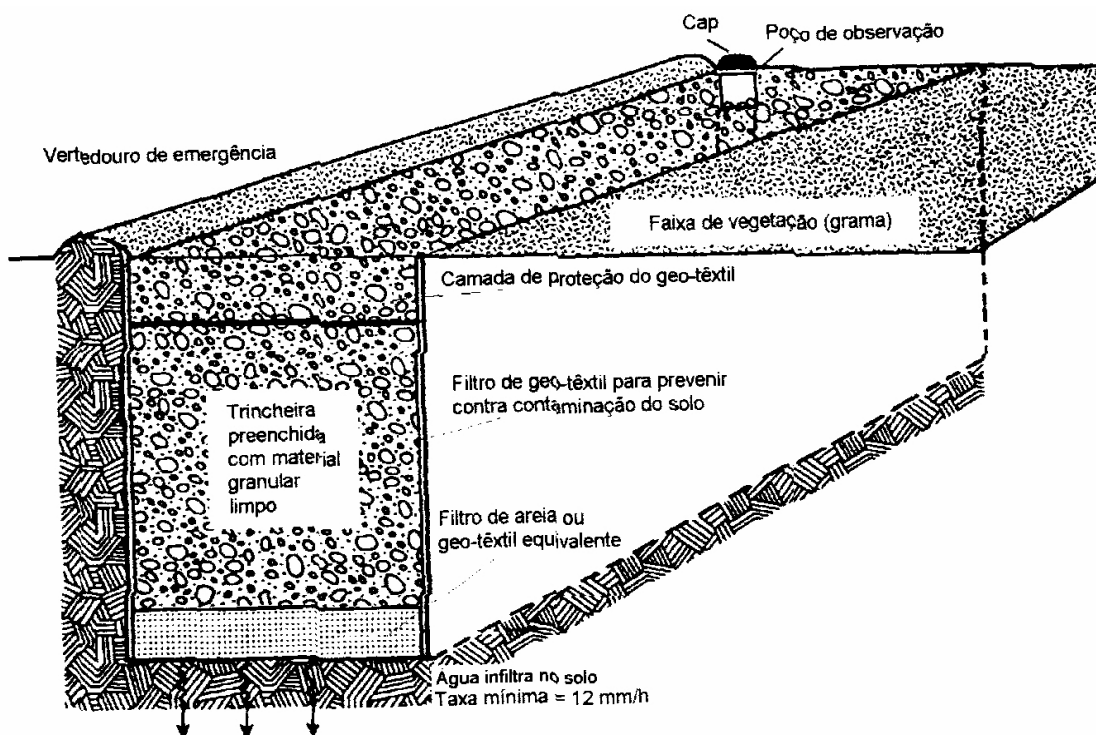
**Fonte:** CAMPANA (1995) apud FUJITA (1993)

Para controlar enchentes urbanas em Curitiba, SELIG (1997), apresenta proposição à Câmara Municipal de Curitiba, de um espaço drenante permeável, para facilitar a infiltração das águas pluviais do escoamento superficial. A proposição, indicada na Figura 2.103, é a adoção de um espaço drenante localizado no mesmo nível topográfico do lote ou em cota um pouco superior, situado embaixo do piso do estacionamento ou garagem.





porosidade em torno de 40%. O material granular é envolto por filtro geotêxtil, que, além da função estrutural, impede a entrada de finos no dispositivo, reduzindo o risco de colmatção e podendo funcionar como filtro anti-contaminante. Esquema típico de uma trincheira de infiltração é apresentada na Figura 2.104.



**Figura 2.104** Esquema típico de uma trincheira de infiltração das águas pluviais

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

As vantagens na utilização deste tipo de dispositivo são as seguintes: a.) Diminuição ou eliminação da rede de microdrenagem local; b.) Evita a reconstrução da rede a jusante em caso de saturação; c.) Redução do risco de enchentes; d.) Redução da poluição das águas superficiais; e.) Recarga das águas subterrâneas; f.) Boa integração no espaço urbano.

A aplicabilidade das trincheiras de infiltração deve obedecer aos critérios especificados por URBONAS e STAHLRE (1993): 1.) Profundidade mínima sazonal do lençol freático e da camada impermeável a pelo menos 1,2 m da superfície; 2.) Taxa de infiltração do solo saturado superior a 8 mm/h; 3.) Não deverão ser instaladas sobre aterros ou em terrenos de grande declividade; 4.) Adequadas para pequenas áreas de drenagem, tais

como lotes individuais ou quarteirões.

Instalaram um módulo experimental no Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, da UFRS, constituído por uma trincheira de infiltração monitorada por linígrafos que registravam a vazão de entrada (por um vertedor calibrado) e o nível de água na mesma, construída num solo com capacidade final de infiltração de 9,0 mm/h.

A trincheira de infiltração foi dimensionada para  $Tr = 5$  anos e relação  $IxDxF$  do posto do IPH, sendo do tipo infiltração total, ou seja, a única saída de água da trincheira se dá por infiltração no solo. A característica da área de drenagem contribuinte está indicada na Tabela 2.60.

**Tabela 2.60** Área de drenagem contribuinte na trincheira de infiltração experimental

Uso do Solo	Área (m <sup>2</sup> )	Coefficiente de escoamento C
Rua em paralelepípedos	200	0,80
Gramado	100	0,50
Área total	300	0,70

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

As características gerais da instalação do módulo experimental da trincheira de infiltração estão indicadas nas Tabelas 2.61, 2.62 e 2.63.

**Tabela 2.61** Dimensões da trincheira de infiltração experimental

Característica	Unidade
Comprimento	10,0 m
Largura	0,8 m
Profundidade	1,0 m
Porosidade do enchimento	50%
Volume total	8,0 m <sup>3</sup>
Volume útil	4,0 m <sup>3</sup>

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

**Tabela 2.62** Materiais utilizados no módulo experimental

Material	Quantidade
Brita	8,0 m <sup>3</sup>
Geotêxtil	46,0 m <sup>2</sup>
Tubo PVC – 150 mm	3,0 m

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

**Tabela 2.63** Custos de implantação da trincheira de infiltração

Discriminação	Quantidade	Custo Unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Escavação	Serviço	120,00	120,00
Geotêxtil	46,0 m <sup>2</sup>	2,60	119,60
Brita	8,0 m <sup>3</sup>	18,00	144,00
Custo Total			383,00

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

SOUZA e GOLDENFUM (1999) colocam que o trabalho de pesquisa ainda se encontra em fase inicial de desenvolvimento, não lhes permitindo apresentar resultados mais conclusivos, entretanto, na Tabela 2.64, apresentaram os resultados parciais obtidos até Junho/1999.

**Tabela 2.64** Resultados parciais dos eventos observados

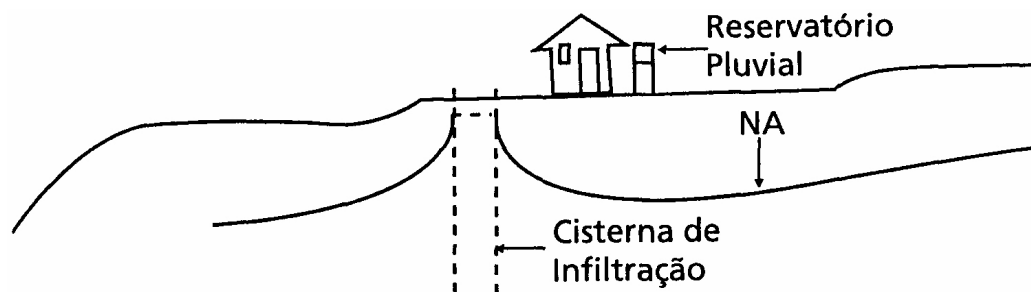
Evento	Início	Final	Volume Total afluyente (m <sup>3</sup> )
09-10/06/99	8:20	6:20	(*)
18/06/99	0:00	5:40	3,84
27/06/99	9:10	15:20	2,93

(\*) Não foi registrado dados de vazão de entrada na trincheira

**Fonte:** SOUZA e GOLDENFUM (1999)

Concluem da Tabela 2.64 que, levando-se em consideração que o solo no local de implantação da trincheira apresenta valores relativamente baixos de condutividade hidráulica, os resultados parciais parecem indicar que a utilização deste tipo de dispositivo poderá ser vantajosa na redução dos volumes das águas pluviais, principalmente onde os solos se apresentarem mais favoráveis à infiltração.

De acordo com CARVALHO (1999) a infiltração forçada das águas pluviais é um recurso adicional ou alternativo. Em épocas de chuvas prolongadas ou muito intensas, sobram águas pluviais em relação a capacidade de armazenamento. Nas áreas elevadas, Figura 2.105, dos terrenos dotados de boas características de permeabilidade natural, existe significativa espessura de solo aerado, capaz de absorver quantidades variáveis de águas pluviais.

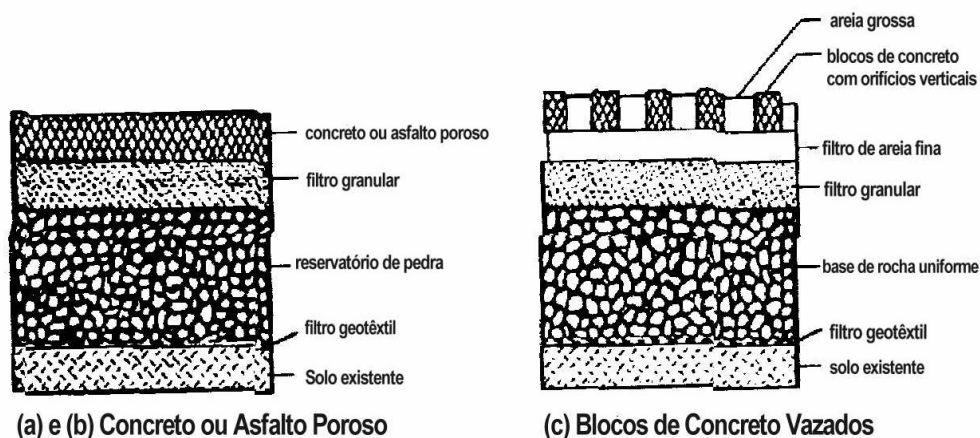


**Figura 2.105** Reservatório e cisterna de infiltração das águas pluviais em residência na superfície de topo dos solos

**Fonte:** CARVALHO (1999)

Nestas áreas a construção de cisternas secas permite conduzir as águas dos coletores pluviais ao sistema geológico. É uma medida que não recompensa diretamente o proprietário, a menos que ocupe uma área muito grande, mas que constitui importante contribuição para o controle dos danos ambientais devido a urbanização. Conclui que, um dia a lei ambiental determinará a generalização da medida para os terrenos permeáveis em cotas topográficas elevadas.

ARAÚJO et al. (2000) definem pavimento permeável como um dispositivo de infiltração onde o escoamento superficial é desviado por meio de uma área permeável para o interior de um reservatório de pedras localizado sob a superfície do solo. Basicamente existem três tipos de pavimentos permeáveis (Figura 2.106): a.) Pavimento de asfalto poroso; b.) Pavimento de concreto poroso; c.) Pavimento de blocos de concreto vazados.



**Figura 2.106** Tipos de pavimentos permeáveis

**Fonte:** ARAÚJO et al. (2000) apud URBONAS e STAHR (1993)

Os pavimentos de asfalto e de concreto porosos são construídos similarmente aos pavimentos convencionais, diferenciando-se que a fração da areia fina é retirada da mistura dos agregados. O pavimento permeável de módulos de blocos de concreto vazado é preenchido com material granular, como areia ou vegetação rasteira, como grama.

Os pavimentos permeáveis são assentados em cima de uma camada de base granular e filtros geotêxteis são colocados sob a camada de areia fina para prevenir a lixiviação da areia fina para a camada granular.

O uso dos pavimentos permeáveis é restrito a áreas de estacionamento de veículos leves e calçamentos de passeios em vias públicas, pois possuem uma baixa capacidade de suporte. A execução somente é possível em locais com rampas suaves, solos com boa capacidade de infiltração e lençol freático relativamente profundo. As principais desvantagens são: Alto risco de entupimento, necessidade de inspeções regulares e um possível risco de contaminação das águas subterrâneas.

ARAÚJO et al. (2000) realizaram ensaios de simulação de chuvas nas seguintes superfícies:

- Solo compactado com declividades de 1 a 3%;
- Pavimentos impermeáveis: Uma parcela de concreto convencional de cimento, areia e brita, com declividade de 4%;
- Pavimentos semipermeáveis: Uma parcela de superfície com pedras regulares de granito com juntas de areia, conhecidas por paralelepípedos, com declividade de 4%; e outra parcela revestida com pedras de concreto industrializado tipo “pavi S” igualmente com juntas de areia, conhecida por “blocket”, com declividade de 2%;
- Pavimentos permeáveis: Uma parcela de blocos de concreto com orifícios verticais preenchidos com material granular (areia) com declividade de 2%.

Nas simulações com pavimentos permeáveis foram utilizados blocos de concreto

industrializados e vazados do tipo “S”, existentes no comércio local e em uso na Cidade de Porto Alegre – RS. Utilizaram o sistema de infiltração total, onde a única maneira da água sair do reservatório de pedras é pela infiltração no local onde o dispositivo está instalado. Outro fator importante é a taxa de infiltração do local, pois os pavimentos permeáveis não são exequíveis em solos com taxas de infiltração inferiores a 8 mm/h.

O volume de chuva retido pelo reservatório é estimado por:

$$V_r = (i_p - i_e) \cdot t_d \quad (2.79)$$

Onde:  $V_r$  = volume de chuva retido pelo reservatório (mm);

$i_p$  = intensidade da chuva de projeto (mm/h);

$i_e$  = taxa de infiltração do solo (mm/h);

$t_d$  = tempo de duração da chuva (h).

A profundidade do reservatório de pedras é obtida por:

$$H = \frac{V_r}{f} \quad (2.80)$$

Onde:  $H$  = profundidade do reservatório de pedras (mm);

$V_r$  = volume de chuva retido pelo reservatório (mm);

$f$  = porosidade do material (%).

Efetuaram simulações da chuva de projeto, para  $Tr = 5$  anos, duração de 10 min e intensidade máxima de 112 mm/h, sobre as parcelas de solo compactado, pavimento impermeável (concreto), pavimentos semi-permeáveis (blocos de concreto e paralelepípedos)

e pavimento permeável (blocos de concreto vazados), cujos resultados estão resumidos na Tabela 2.65.

**Tabela 2.65** Resultados das simulações de chuva nas superfícies ensaiadas

<b>Superfície</b>	<b>Solo Compactado</b>	<b>Concreto Impermeável</b>	<b>Blocos de Concreto</b>	<b>Paralelepípedos</b>	<b>Blocos Vazados</b>
Data	03/06/98	28/10/98	29/07/98	13/10/98	27/01/99
Hora início	14h 06min	15h 15min	15h 20min	11h 20min	10h 08min
Intensidade simulada (mm/h)	112	110	116	110	110
Chuva total (mm)	18,66	18,33	19,33	18,33	18,33
Escoamento total (mm)	12,32	17,45	15,00	10,99	0,50
Coeficiente de escoamento	0,66	0,95	0,78	0,60	0,03
Umidade inicial do solo (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	32,81	32,73	32,71	73,72	32,24

**Fonte:** ARAÚJO et al. (2000)

Da Tabela 2.65 destaca-se o mínimo escoamento gerado nas simulações do pavimento permeável com blocos de concreto vazados, apenas 0,5 mm, evidenciando, portanto, que estes pavimentos mantêm as condições originais de geração do escoamento superficial. Com isto, mostram-se dispositivos altamente recomendados para o controle dos volumes escoados. Levando em conta a baixa capacidade de suporte para veículos pesados e problemas de manutenção, recomenda-se que estes pavimentos sejam utilizados em estacionamentos para veículos leves em áreas de grandes supermercados, de “shopping centers” e de “campus” universitários, entre outros.

O uso de pavimentos permeáveis, praticamente, elimina a necessidade de caixas de captação e galerias de águas pluviais, pois o dispositivo de infiltração não gera escoamento superficial, e, conseqüentemente os custos de implantação, indicados na Tabela 2.66, se tornam atrativos somente quando comparados aos benefícios trazidos, com a redução significativa das vazões do escoamento superficial, visto terem os maiores custos por m<sup>2</sup> desse tipo de dispositivo.



**Tabela 2.66** Custos de implantação dos pavimentos

<b>Tipo de Pavimento</b>	<b>Custo de Instalação (US\$/m<sup>2</sup>)</b>
- Blocos de concreto	10,10
- Paralelepípedos	16,74
- Concreto impermeável	13,16
- Concreto poroso	19,06
- Blocos de concreto vazados	18,22

**Fonte:** ARAÚJO et al. (2000)

A utilização de dispositivos de infiltração das águas pluviais na cidade de Curitiba, ainda se mostra incipiente, tal como acontece com os sistemas de retenção e armazenamento dessas águas.

Exemplo do uso restrito de dispositivos de infiltração está indicado nas Figuras 2.107 e 2.108, na área com pavimento permeável do pátio de estacionamento de veículos leves da Lanchonete McDonald's, Loja Cabral, localizada na bacia hidrográfica do Rio Juvevê, tributário da margem esquerda do Rio Belém.



**Figura 2.107** Pavimento permeável na área de estacionamento de veículos leves. Lanchonete McDonald's, Loja Cabral, em Curitiba - PR

**Data:** 24/03/2001



**Figura 2.108** Pavimento permeável numa vaga do estacionamento ( $A = 9,0 \text{ m}^2$ )  
**Data:** 24/03/2001

Embora o pavimento permeável possa parecer incipiente para controlar o escoamento superficial das águas pluviais, a área permeável numa vaga do estacionamento, com  $9,0 \text{ m}^2$ , Figura 2.109, representa 13,6% do total, ou seja,  $1,22 \text{ m}^2$ .



**Figura 2.109** Área permeável ( $A = 1,22 \text{ m}^2$ ) por vaga, no estacionamento de veículos leves na Lanchonete McDonald's – Loja Cabral, em Curitiba – PR.  
**Data:** 24/03/2001

Da área total do estacionamento com 315 m<sup>2</sup>, a fração permeável do pavimento tem área de 42,84 m<sup>2</sup>. Tendo por finalidade mostrar a importância da utilização desse tipo de dispositivo, utilizando o critério preconizado por Urbonas e Stahre, considerando uma taxa final de infiltração do solo saturado igual a 8,0 mm/h, teríamos no intervalo de 1h de chuva, o volume retido das águas pluviais no estacionamento:

$$V_r = [(i - f) \cdot t] \cdot A_p \quad (2.81)$$

Onde:  $V_r$  = volume retido das águas pluviais (m<sup>3</sup>);

$i$  = intensidade da chuva de projeto (mm/h);

$f$  = taxa final de infiltração do solo saturado (mm/h);

$t$  = tempo de duração da chuva (h);

$A_p$  = área permeável do estacionamento (m<sup>2</sup>).

De acordo com a Secretaria Municipal de Obras Públicas de Curitiba, para projetos de microdrenagem urbana, o tempo de recorrência a ser adotado é  $Tr = 3$  anos e, utilizando a relação  $IxDxF$  da Estação Curitiba Prado Velho, de acordo com FENDRICH (2000), na bacia hidrográfica do Rio Belém:

$$i = \frac{5.726,64 \times Tr^{0,159}}{(t + 41)^{1,041}} \quad (2.82)$$

Onde:  $i$  = intensidade da chuva de projeto (mm/h);

$Tr$  = tempo de recorrência (anos);

$t$  = tempo de duração da chuva (min).

Substituindo:  $T_r = 3$  anos e  $t = 60$  min, obtém-se:

$$i = \frac{5.726,64 \times 3^{0,159}}{(60 + 41)^{1,041}} = 55,88 \text{ mm/h}$$

Na Equação (2.81), substituindo os valores:  $i = 55,88$  mm/h;  $f = 8,0$  mm/h;  $t = 1$  h e  $A_p = 42,84$  m<sup>2</sup>, obtém-se:

$$V_r = [(55,88 - 8,0) \times 1] \times 42,84 = 2,05 \text{ m}^3$$

Para as mesmas condições hidrológicas, o volume precipitado sobre o estacionamento com toda a área impermeável ( $A = 315$  m<sup>2</sup>) seria de 17,60 m<sup>3</sup> e portanto, o volume retido das águas pluviais, pela fração permeável, representaria 11,6% do total do escoamento superficial gerado pelo estacionamento, não sobrecarregando os componentes do sistema de microdrenagem urbana local.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.





O Município de Curitiba, capital do Estado do Paraná, tem uma área de 432,17 km<sup>2</sup>, está inserida na bacia hidrográfica do Rio Iguaçu, correspondendo a 0,21% do território Paranaense e a 5,11% da Região Metropolitana de Curitiba. Está localizado na porção centro-sul do Primeiro Planalto, compreendido pelo meridiano 49° 16' 25" de longitude Oeste e pelo paralelo 25° 25' 48" de Latitude Sul, com uma altitude média de 908 m.s.n.m., medindo 35 km na extensão Norte-Sul e 20 km na Leste-Oeste.

A evolução da população do Município de Curitiba, segundo os censos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE está indicada na Tabela 3.1.

**Tabela 3.1** Evolução da população do Município de Curitiba

Ano do Censo	População (hab)
1820	10.652
1872	12.651
1890	24.553
1900	49.755
1920	78.986
1940	140.656
1950	180.575
1960	361.309
1970	609.026
1980	1.024.975
1991	1.315.035
1996	1.476.253
2000	1.586.898 <sup>(*)</sup>

(\*) Divulgada na Imprensa em 22/12/2000

**Fonte:** Censos do IBGE

Pela análise dos dados populacionais da Tabela 3.1, as taxas de crescimento indicaram, para os censos compreendidos entre 1950 e 2000:  $p(1950/60) = 10\%$ ;  $p(1960/70) = 6,85\%$ ;  $p(1970/80) = 6,83\%$ ;  $p(1980/91) = 2,57\%$ ;  $p(1991/96) = 2,45\%$  e  $p(1996/00) = 1,87\%$ , mostrando tendência na estabilização do crescimento populacional de Curitiba. Dessa maneira, o crescimento da população em Curitiba, durante as duas últimas décadas, indica uma tendência linear, permitindo a adoção do Método do Incremento Médio Aritmético para a previsão futura do crescimento da sua população.

O Método do Incremento Médio Aritmético, dado por uma taxa de crescimento

constante, relativamente a uma população inicial do período de previsão, esta evolui em progressão aritmética. A população futura é obtida por:

$$P_n = P_o(1 + 0,01 \cdot p \cdot n) \quad (3.1)$$

Onde:  $P_n$  = população futura no ano  $n$  (hab);

$P_o$  = população inicial (hab);

$p$  = taxa de incremento médio anual da população (%);

$n = (t - t_o)$  = período da previsão (anos).

O valor de  $p$  é obtido dos dados de recenseamentos recentes, por meio de:

$$p = \frac{100 \cdot (P_2 - P_1)}{P_1 \cdot (t_2 - t_1)} \quad (3.2)$$

Onde:  $P_1$  e  $P_2$  = população dos dois últimos recenseamentos (hab);

$t_1$  e  $t_2$  = data dos respectivos recenseamentos (anos).

Utilizando os dados dos dois últimos censos oficiais do IBGE, tem-se:

$$P_1 = P_{1991} = 1.315.035 \text{ hab} \quad (t_1 = 1991)$$

$$P_2 = P_{1996} = 1.476.253 \text{ hab} \quad (t_2 = 1996)$$

$$p = \frac{100 \cdot (1.476.253 - 1.315.035)}{1.315.035 \cdot (1996 - 1991)} = 2,45\%$$

As previsões da população para o Município de Curitiba nos anos 2000, 2010 e 2020,



resultaram em:

$$P_{2000} = 1.476.253 \cdot (1 + 0,01 \cdot 2,45 \cdot 4) = 1.620.926 \text{ hab}$$

$$P_{2010} = 1.476.253 \cdot (1 + 0,01 \cdot 2,45 \cdot 14) = 1.982.608 \text{ hab}$$

$$P_{2020} = 1.476.253 \cdot (1 + 0,01 \cdot 2,45 \cdot 24) = 2.334.290 \text{ hab}$$

A evolução populacional bairro a bairro de Curitiba, com base nos censos oficiais do IBGE e dados do IPPUC (1996), entre 1820 e 2020, pode ser visualizada na Tabela 3.2.

**Tabela 3.2** Evolução populacional do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020)

Nº	BAIRROS	ÁREA (ha)	POPULAÇÃO (hab.)														
			1820	1872	1890	1900	1920	1940	1950	1960	1970	1980	1991	1996	2000 (*)	2010 (*)	2020 (*)
50	ABRANCHES	431,80	81	98	189	368	536	859	1104	2208	3567	7190	8639	9494	10423	12752	15079
9	ÁGUA VERDE	476,40	586	695	1349	2619	3799	6106	7839	15683	25331	31979	45438	49863	54750	66966	79182
14	AHÚ	184,40	166	197	381	741	1074	1727	2217	4436	7163	9255	10492	10194	11193	13691	16188
64	ALTO BOQUEIRÃO	1.211,20	-	-	-	-	-	-	-	-	2359	24095	43280	47619	52286	63952	75619
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	97	115	223	433	628	1010	1297	2594	4190	5306	5653	5788	6355	7773	9191
5	ALTO DA RUA XV	150,40	223	264	513	996	1444	2321	2979	5961	9627	11487	9770	8683	9534	11661	13789
55	ATUBA	426,90	96	114	221	428	621	998	1282	2564	4141	5277	9068	11230	12331	15082	17833
68	AUGUSTA	884,10	11	13	25	48	69	112	143	287	463	1232	2741	3151	3460	4232	5004
35	BACACHERI	698,10	348	413	801	1555	2255	3624	4653	9310	15035	24283	23612	23080	25342	30996	36651
36	BAIRRO ALTO	701,80	-	-	-	-	1226	1970	2529	5060	8172	26448	36581	38034	41761	51080	60398
52	BARREIRINHA	373,30	216	257	498	967	1402	2253	2892	5787	9346	15169	16493	16167	17751	21712	25673
10	BATEL	176,00	222	263	511	992	1438	2311	2967	5937	9588	10430	12119	11665	12808	15666	18524
11	BIGORRILHO	350,30	281	334	648	1258	1824	2931	3763	7530	12160	14535	19684	25331	27813	34020	40226
34	BOA VISTA	513,60	362	429	833	1617	2346	3770	4840	9684	15640	20741	29642	29288	32158	39334	46509
13	BOM RETIRO	194,40	185	220	427	829	1202	1932	2480	4962	8014	7924	6558	5890	6467	7910	9353
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	-	-	-	-	-	6565	8429	16865	27236	52668	64086	66462	72975	89258	1E+05
61	BUTIATUVINHA	1.058,30	-	-	-	350	507	815	1046	2093	3380	7086	7630	8997	9879	12083	14287
16	CABRAL	204,00	114	135	263	510	740	1189	1526	3054	4932	5612	8467	8987	9868	12070	14271
51	CACHOEIRA	306,90	-	-	-	107	156	250	321	642	1037	3398	6436	6615	7263	8884	10505
21	CAJURU	1.155,20	373	443	859	1667	2418	3886	4989	9982	16120	45425	76384	84286	92546	1E+05	1E+05
30	CAMPINA DO SIQUEIRA	169,30	-	-	-	543	787	1265	1623	3248	5246	6579	7018	7177	7880	9639	11397
44	CAMPO COMPRIDO	854,90	-	-	-	-	618	993	1275	2552	4121	6817	16935	20134	22107	27040	31973
71	CAMPO DE SANTANA	2.157,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1036	4142	6895	7571	9260	10949
20	CAPÃO DA IMBUIA	316,30	-	-	-	951	1379	2216	2845	5692	9192	13071	18272	19639	21564	26375	31187
58	CAPÃO RASO	506,30	421	500	971	1885	2734	4394	5641	11286	18227	32757	33391	33424	36700	44888	53077
47	CASCATINHA	256,70	-	-	-	146	211	339	436	872	1408	2166	1877	1651	1813	2217	2622
70	CAXIMBA	816,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	558	818	1790	1965	2404	2843
1	CENTRO	329,70	865	1027	1993	3868	5610	9017	11576	23162	37406	42371	37003	35845	39358	48140	56922
3	CENTRO CÍVICO	96,50	85	101	195	379	550	884	1135	2271	3667	5266	5517	5167	5673	6939	8205
75	CIDADE INDUSTRIAL	4.337,80	-	-	-	-	-	-	-	-	22163	45904	1E+05	2E+05	2E+05	2E+05	2E+05
6	CRISTO REI	146,40	120	143	277	539	781	1255	1612	3225	5208	8008	10506	12291	13496	16507	19518
39	FANNY	199,60	-	-	-	-	945	1519	1950	3902	6301	9007	8601	8346	9164	11209	13253
42	FAZENDINHA	371,70	-	-	-	-	-	1239	1590	3182	5139	18486	23395	25364	27850	34064	40278
72	GANCHINHO	1.119,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	784	2651	5847	6420	7853	9285
23	GUABIROTUBA	263,10	-	-	-	-	996	1600	2054	4111	6639	10979	10748	10379	11396	13939	16482
26	GUAÍRA	232,20	229	272	529	1026	1489	2392	3071	6146	9925	13756	13242	13988	15359	18786	22213
38	HAUER	402,10	-	-	-	-	-	3259	4184	8371	13519	15602	14207	12936	14204	17373	20542
17	HUGO LANGE	115,00	102	121	235	456	661	1063	1365	2731	4410	4653	3930	3406	3740	4574	5409
7	JD. BOTÂNICO	277,20	-	-	-	-	903	1452	1863	3729	6022	6677	6524	6670	7324	8958	10592
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	-	-	-	-	-	1619	2078	4158	6715	10588	12393	12906	14171	17333	20495

**Tabela 3.2** Evolução populacional do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020) Cont...

Nº	BAIRROS	ÁREA (ha)	POPULAÇÃO (hab.)														
			1820	1872	1890	1900	1920	1940	1950	1960	1970	1980	1991	1996	2000 (*)	2010 (*)	2020 (*)
18	JD. SOCIAL	188,50	-	-	-	-	-	1031	1323	2648	4277	7049	6851	6055	6648	8132	9615
15	JUVEVÊ	122,70	162	193	374	726	1053	1692	2173	4348	7021	9303	10711	11223	12323	15072	17822
62	LAMENHA PEQUENA	339,60	7	8	16	31	44	71	92	184	297	582	704	648	712	870	1029
40	LINDÓIA	118,00	-	-	-	-	907	1458	1871	3744	6047	9578	8508	8213	9018	11030	13042
12	MERCÊS	327,60	406	482	936	1816	2634	4234	5435	10875	17563	19520	16169	14613	16045	19625	23205
45	MOSSUNGUÊ	338,10	-	-	-	-	279	449	576	1153	1862	3321	4088	4436	4871	5958	7044
41	NOVO MUNDO	599,20	484	575	1116	2166	3142	5049	6482	12971	20947	35238	38188	40770	44765	54754	64743
59	ORLEANS	512,10	73	86	168	326	473	760	975	1951	3151	4473	5456	6126	6726	8227	9728
25	PAROLIN	225,30	216	257	499	968	1405	2257	2898	5798	9364	10505	11751	11880	13044	15955	18865
32	PILARZINHO	713,10	260	309	600	1165	1689	2715	3486	6974	11263	19496	24308	25497	27996	34242	40489
66	PINHEIRINHO	1.073,40	216	257	499	968	1403	2256	2896	5794	9357	32139	44070	48036	52744	64512	76281
27	PORTÃO	569,50	600	713	1384	2686	3895	6260	8037	16082	25971	33511	36573	40581	44558	54500	64443
24	PRADO VELHO	243,00	154	183	355	688	998	1604	2060	4121	6656	7245	7558	7822	8589	10505	12421
8	REBOUÇAS	298,20	468	555	1078	2092	3034	4877	6261	12527	20231	18577	16392	15166	16652	20368	24084
69	RIVIERA	236,00	2	2	4	8	11	18	24	47	77	166	230	217	238	291	345
53	SANTA CÂNDIDA	1.032,50	140	166	323	627	909	1461	1875	3752	6060	17641	21344	24003	26355	32236	38117
63	SANTA FELICIDADE	1.227,40	207	246	477	926	1343	2159	2771	5545	8955	16257	21382	23154	25423	31096	36769
43	SANTA QUITÉRIA	208,80	139	165	320	620	900	1446	1857	3715	5999	12519	11766	11248	12350	15106	17862
46	SANTO INÁCIO	271,60	-	-	-	-	210	337	433	866	1399	5029	5545	5727	6288	7691	9094
60	SÃO BRAZ	500,60	95	113	219	425	617	991	1272	2546	4111	16274	20335	21944	24095	29471	34847
2	SÃO FRANCISCO	136,30	249	296	574	1115	1617	2599	3336	6675	10780	11373	7538	7470	8202	10032	11862
48	SÃO JOÃO	302,90	-	-	-	-	66	106	135	271	438	1591	2493	2624	2881	3524	4167
33	SÃO LOURENÇO	225,50	117	139	271	525	762	1224	1572	3145	5078	5988	5744	5726	6287	7690	9093
67	SÃO MIGUEL	700,20	25	30	58	113	164	263	338	676	1091	183	1000	2895	3179	3888	4597
29	SEMINÁRIO	212,80	177	211	409	793	1151	1849	2374	4750	7671	9562	8355	7650	8400	10274	12148
65	SÍTIO CERCADO	1.112,30	-	-	-	-	-	-	-	-	1002	20752	52498	89034	97759	1E+05	1E+05
49	TABOÃO	171,50	35	42	81	159	229	368	473	946	1528	1598	2048	2326	2554	3124	3694
19	TARUMÃ	416,70	-	-	-	-	676	1087	1396	2792	4510	5586	5997	6838	7508	9183	10859
74	TATUQUARA	1.122,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3741	8168	19469	21377	26147	30917
54	TINGUI	210,70	185	220	427	829	1202	1932	2481	4963	8016	9755	11022	11123	12213	14938	17663
37	UBERABA	1.408,60	425	504	979	1900	2755	4428	5684	11374	18368	30105	35897	45676	50152	61343	72533
73	UMBARÁ	2.247,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	5060	6202	12003	13179	16120	19061
28	VILA ISABEL	121,10	123	146	283	550	798	1282	1646	3293	5317	7865	9319	10408	11428	13978	16528
31	VISTA ALEGRE	369,10	184	219	425	824	1195	1921	2466	4935	7969	10259	10127	9751	10707	13096	15485
57	XAXIM	892,40	320	380	737	1431	2076	3337	4283	8571	13841	38529	46754	50237	55160	67468	79776
<b>TOTAL</b>		<b>43.217,00</b>	<b>10652</b>	<b>12651</b>	<b>24553</b>	<b>49755</b>	<b>78986</b>	<b>140656</b>	<b>180575</b>	<b>361309</b>	<b>609026</b>	<b>1024975</b>	<b>1315035</b>	<b>1476253</b>	<b>1620926</b>	<b>1982608</b>	<b>2344290</b>

(\*) Previsão Populacional pelo Método do Incremento Médio Aritmético

Fontes: IPPUC (1996)  
CENSOS IBGE

De acordo com o resultado do censo demográfico divulgado na Imprensa pelo IBGE, em 22/12/2000, o Município de Curitiba tem uma população de 1.586.898 habitantes, demonstrando a correta previsão populacional de Curitiba para o ano de 2000, de 1.620.926 habitantes, obtida pelo Método do Incremento Médio Aritmético.

Com base nos dados da evolução populacional, indicados na Tabela 3.2, foram calculadas as densidades demográficas para os bairros de Curitiba, entre 1820 e 2020, as quais estão indicadas na Tabela 3.3.

Com base nas Equações (2.20) e (2.22) desenvolvidas por TUCCI (2000):

$$AI = 0,00489 \cdot DH \quad (\text{Para } DH \leq 120 \text{ hab/ha}) \quad (3.3)$$

Onde: AI = parcela de área impermeável da área total (%);

DH = densidade habitacional (demográfica) (hab/ha).

$$C = 0,0783 + 0,0035 \cdot DH \quad (3.4)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

DH = definido anteriormente.

foram determinados os valores de C e de AI, para todos os bairros da Cidade de Curitiba, com base nas densidades habitacionais (DH) da Tabela 3.3, cujos resultados estão indicados nas Tabelas 3.4 e 3.4a.

**Tabela 3.3** Densidades demográficas do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020)

Nº	BAIRROS	ÁREA (ha)	DENSIDADES DEMOGRÁFICAS (hab/ha)														
			1820	1872	1890	1900	1920	1940	1950	1960	1970	1980	1991	1996	2000 (*)	2010 (*)	2020 (*)
50	ABRANCHES	431,80	0,19	0,23	0,44	0,85	1,24	1,99	2,56	5,11	8,26	16,65	20,01	21,99	24,14	29,53	34,92
9	ÁGUA VERDE	476,40	1,23	1,46	2,83	5,50	7,97	12,82	16,45	32,92	53,17	67,13	95,38	104,67	114,92	140,57	166,21
14	AHÚ	184,40	0,90	1,07	2,07	4,02	5,82	9,37	12,02	24,06	38,84	50,19	56,90	55,28	60,70	74,25	87,79
64	ALTO BOQUEIRÃO	1.211,20	-	-	-	-	-	-	-	-	1,95	19,89	35,73	39,32	43,17	52,80	62,43
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	1,10	1,30	2,53	4,91	7,12	11,45	14,71	29,41	47,51	60,16	64,09	65,62	72,05	88,13	104,21
5	ALTO DA RUA XV	150,40	1,48	1,76	3,41	6,62	9,60	15,43	19,81	39,63	64,01	76,38	64,96	57,73	63,39	77,53	91,68
55	ATUBA	426,90	0,22	0,27	0,52	1,00	1,45	2,34	3,00	6,01	9,70	12,36	21,24	26,31	28,88	35,33	41,77
68	AUGUSTA	884,10	0,01	0,01	0,03	0,05	0,08	0,13	0,16	0,32	0,52	1,39	3,10	3,56	3,91	4,79	5,66
35	BACACHERI	698,10	0,50	0,59	1,15	2,23	3,23	5,19	6,67	13,34	21,54	34,78	33,82	33,06	36,30	44,40	52,50
36	BAIRRO ALTO	701,80	-	-	-	-	1,75	2,81	3,60	7,21	11,64	37,69	52,12	54,19	59,51	72,78	86,06
52	BARREIRINHA	373,30	0,58	0,69	1,33	2,59	3,76	6,04	7,75	15,50	25,04	40,63	44,18	43,31	47,55	58,16	68,77
10	BATEL	176,00	1,26	1,49	2,90	5,64	8,17	13,13	16,86	33,73	54,48	59,26	68,86	66,28	72,77	89,01	105,25
11	BIGORRILHO	350,30	0,80	0,95	1,85	3,59	5,21	8,37	10,74	21,50	34,71	41,49	56,19	72,31	79,40	97,12	114,83
34	BOA VISTA	513,60	0,70	0,84	1,62	3,15	4,57	7,34	9,42	18,86	30,45	40,38	57,71	57,02	62,61	76,58	90,55
13	BOM RETIRO	194,40	0,95	1,13	2,20	4,26	6,18	9,94	12,76	25,52	41,22	40,76	33,73	30,30	33,27	40,69	48,11
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	-	-	-	-	-	4,44	5,69	11,39	18,40	35,58	43,30	44,90	49,30	60,30	71,30
61	BUTIATUVINHA	1.058,30	-	-	-	0,33	0,48	0,77	0,99	1,98	3,19	6,70	7,21	8,50	9,33	11,42	13,50
16	CABRAL	204,00	0,56	0,66	1,29	2,50	3,63	5,83	7,48	14,97	24,18	27,51	41,50	44,05	48,37	59,17	69,96
51	CACHOEIRA	306,90	-	-	-	0,35	0,51	0,81	1,05	2,09	3,38	11,07	20,97	21,55	23,67	28,95	34,23
21	CAJURU	1.155,20	0,32	0,38	0,74	1,44	2,09	3,36	4,32	8,64	13,95	39,32	66,12	72,96	80,11	97,99	115,86
30	CAMPINA DO SIQUEIRA	169,30	-	-	-	3,21	4,65	7,47	9,59	19,18	30,99	38,86	41,45	42,39	46,54	56,93	67,32
44	CAMPO COMPRIDO	854,90	-	-	-	-	0,72	1,16	1,49	2,99	4,82	7,97	19,81	23,55	25,86	31,63	37,40
71	CAMPO DE SANTANA	2.157,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,48	1,92	3,20	3,51	4,29	5,08
20	CAPÃO DA IMBUIA	316,30	-	-	-	3,01	4,36	7,01	8,99	18,00	29,06	41,32	57,77	62,09	68,18	83,39	98,60
58	CAPÃO RASO	506,30	0,83	0,99	1,92	3,72	5,40	8,68	11,14	22,29	36,00	64,70	65,95	66,02	72,49	88,66	104,83
47	CASCATINHA	256,70	-	-	-	0,57	0,82	1,32	1,70	3,40	5,49	8,44	7,31	6,43	7,06	8,64	10,21
70	CAXIMBA	816,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,68	1,00	2,19	2,41	2,94	3,48
1	CENTRO	329,70	2,62	3,11	6,04	11,73	17,02	27,35	35,11	70,25	113,45	128,51	112,23	108,72	119,38	146,01	172,65
3	CENTRO CÍVICO	96,50	0,88	1,05	2,02	3,93	5,70	9,16	11,76	23,53	38,00	54,57	57,17	53,54	58,79	71,91	85,03
75	CIDADE INDUSTRIAL	4.337,80	-	-	-	-	-	-	-	-	5,11	10,58	26,74	34,81	38,22	46,75	55,27
6	CRISTO REI	146,40	0,82	0,98	1,89	3,68	5,33	8,57	11,01	22,03	35,57	54,70	71,76	83,95	92,19	112,75	133,32
39	FANNY	199,60	-	-	-	-	4,73	7,61	9,77	19,55	31,57	45,13	43,09	41,81	45,91	56,16	66,40
42	FAZENDINHA	371,70	-	-	-	-	-	3,33	4,28	8,56	13,83	49,73	62,94	68,24	74,93	91,64	108,36
72	GANCHINHO	1.119,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	2,37	5,22	5,73	7,01	8,29
23	GUABIROTUBA	263,10	-	-	-	-	3,79	6,08	7,81	15,63	25,23	41,73	40,85	39,45	43,31	52,98	62,65
26	GUAÍRA	232,20	0,99	1,17	2,28	4,42	6,41	10,30	13,23	26,47	42,74	59,24	57,03	60,24	66,15	80,90	95,66
38	HAUER	402,10	-	-	-	-	-	8,10	10,41	20,82	33,62	38,80	35,33	32,17	35,32	43,21	51,09
17	HUGO LANGE	115,00	0,89	1,05	2,04	3,97	5,75	9,24	11,87	23,75	38,35	40,46	34,17	29,62	32,52	39,77	47,03
7	JD. BOTÂNICO	277,20	-	-	-	-	3,26	5,24	6,72	13,45	21,72	24,09	23,54	24,06	26,42	32,32	38,21
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	-	-	-	-	-	4,18	5,36	10,73	17,33	27,33	31,99	33,31	36,58	44,74	52,90

**Tabela 3.3** Densidades demográficas do Município de Curitiba (Período: 1820 - 2020) Cont...

Nº	BAIRROS	ÁREA (ha)	DENSIDADES DEMOGRÁFICAS (hab/ha)														
			1820	1872	1890	1900	1920	1940	1950	1960	1970	1980	1991	1996	2000 (*)	2010 (*)	2020 (*)
18	JD. SOCIAL	188,50	-	-	-	-	-	5,47	7,02	14,05	22,69	37,40	36,34	32,12	35,27	43,14	51,01
15	JUVEVÊ	122,70	1,32	1,57	3,05	5,92	8,58	13,79	17,71	35,44	57,22	75,82	87,29	91,47	100,43	122,84	145,25
62	LAMENHA PEQUENA	339,60	0,02	0,02	0,05	0,09	0,13	0,21	0,27	0,54	0,87	1,71	2,07	1,91	2,10	2,56	3,03
40	LINDÓIA	118,00	-	-	-	-	7,69	12,36	15,86	31,73	51,25	81,17	72,10	69,60	76,42	93,47	110,53
12	MERCÊS	327,60	1,24	1,47	2,86	5,54	8,04	12,92	16,59	33,20	53,61	59,58	49,36	44,61	48,98	59,91	70,83
45	MOSSUNGUÊ	338,10	-	-	-	-	0,83	1,33	1,70	3,41	5,51	9,82	12,09	13,12	14,41	17,62	20,83
41	NOVO MUNDO	599,20	0,81	0,96	1,86	3,61	5,24	8,43	10,82	21,65	34,96	58,81	63,73	68,04	74,71	91,38	108,05
59	ORLEANS	512,10	0,14	0,17	0,33	0,64	0,92	1,48	1,90	3,81	6,15	8,73	10,65	11,96	13,13	16,07	19,00
25	PAROLIN	225,30	0,96	1,14	2,21	4,30	6,24	10,02	12,86	25,73	41,56	46,63	52,16	52,73	57,90	70,82	83,73
32	PILARZINHO	713,10	0,36	0,43	0,84	1,63	2,37	3,81	4,89	9,78	15,79	27,34	34,09	35,76	39,26	48,02	56,78
66	PINHEIRINHO	1.073,40	0,20	0,24	0,46	0,90	1,31	2,10	2,70	5,40	8,72	29,94	41,06	44,75	49,14	60,10	71,06
27	PORTÃO	569,50	1,05	1,25	2,43	4,72	6,84	10,99	14,11	28,24	45,60	58,84	64,22	71,26	78,24	95,70	113,16
24	PRADO VELHO	243,00	0,63	0,75	1,46	2,83	4,11	6,60	8,48	16,96	27,39	29,81	31,10	32,19	35,35	43,23	51,12
8	REBOUÇAS	298,20	1,57	1,86	3,62	7,02	10,17	16,35	21,00	42,01	67,84	62,30	54,97	50,86	55,84	68,30	80,76
69	RIVIERA	236,00	0,01	0,01	0,02	0,03	0,05	0,08	0,10	0,20	0,33	0,70	0,97	0,92	1,01	1,23	1,46
53	SANTA CÂNDIDA	1.032,50	0,14	0,16	0,31	0,61	0,88	1,42	1,82	3,63	5,87	17,09	20,67	23,25	25,53	31,22	36,92
63	SANTA FELICIDADE	1.227,40	0,17	0,20	0,39	0,75	1,09	1,76	2,26	4,52	7,30	13,25	17,42	18,86	20,71	25,33	29,96
43	SANTA QUITÉRIA	208,80	0,67	0,79	1,53	2,97	4,31	6,93	8,89	17,79	28,73	59,96	56,35	53,87	59,15	72,35	85,55
46	SANTO INÁCIO	271,60	-	-	-	-	0,77	1,24	1,59	3,19	5,15	18,52	20,42	21,09	23,15	28,32	33,48
60	SÃO BRAZ	500,60	0,19	0,23	0,44	0,85	1,23	1,98	2,54	5,09	8,21	32,51	40,62	43,84	48,13	58,87	69,61
2	SÃO FRANCISCO	136,30	1,83	2,17	4,21	8,18	11,86	19,07	24,48	48,97	79,09	83,44	55,30	54,81	60,18	73,60	87,03
48	SÃO JOÃO	302,90	-	-	-	-	0,22	0,35	0,45	0,89	1,45	5,25	8,23	8,66	9,51	11,63	13,76
33	SÃO LOURENÇO	225,50	0,52	0,62	1,20	2,33	3,38	5,43	6,97	13,95	22,52	26,55	25,47	25,39	27,88	34,10	40,32
67	SÃO MIGUEL	700,20	0,04	0,04	0,08	0,16	0,23	0,38	0,48	0,97	1,56	0,26	1,43	4,13	4,54	5,55	6,57
29	SEMINÁRIO	212,80	0,83	0,99	1,92	3,73	5,41	8,69	11,16	22,32	36,05	44,93	39,26	35,95	39,47	48,28	57,09
65	SÍTIO CERCADO	1.112,30	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	18,66	47,20	80,04	87,89	107,50	127,11
49	TABOÃO	171,50	0,20	0,24	0,47	0,93	1,34	2,15	2,76	5,52	8,91	9,32	11,94	13,56	14,89	18,22	21,54
19	TARUMÃ	416,70	-	-	-	-	1,62	2,61	3,35	6,70	10,82	13,41	14,39	16,41	18,02	22,04	26,06
74	TATUQUARA	1.122,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,33	7,27	17,34	19,04	23,29	27,53
54	TINGUI	210,70	0,88	1,04	2,03	3,93	5,70	9,17	11,78	23,55	38,04	46,30	52,31	52,79	57,96	70,90	83,83
37	UBERABA	1.408,60	0,30	0,36	0,70	1,35	1,96	3,14	4,04	8,07	13,04	21,37	25,48	32,43	35,60	43,55	51,49
73	UMBARÁ	2.247,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,25	2,76	5,34	5,86	7,17	8,48
28	VILA ISABEL	121,10	1,02	1,21	2,34	4,54	6,59	10,59	13,59	27,19	43,91	64,95	76,95	85,95	94,37	115,43	136,48
31	VISTA ALEGRE	369,10	0,50	0,59	1,15	2,23	3,24	5,20	6,68	13,37	21,59	27,79	27,44	26,42	29,01	35,48	41,95
57	XAXIM	892,40	0,36	0,43	0,83	1,60	2,33	3,74	4,80	9,60	15,51	43,17	52,39	56,29	61,81	75,60	89,39
<b>TOTAL</b>		<b>43.217,00</b>	<b>0,25</b>	<b>0,29</b>	<b>0,57</b>	<b>1,15</b>	<b>1,83</b>	<b>3,25</b>	<b>4,18</b>	<b>8,36</b>	<b>14,09</b>	<b>23,72</b>	<b>30,43</b>	<b>34,16</b>	<b>37,51</b>	<b>45,88</b>	<b>54,24</b>

(\*) Previsão Populacional pelo Método do Incremento Médio Aritmético

**Tabela 3.4** Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1820 – 1950)

Nº	BAIRROS	ÁREA	1820		1872		1890		1900		1920		1940		1950	
		(ha)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)
50	ABRANCHES	431,80	0,08	0,09	0,08	0,11	0,08	0,21	0,08	0,42	0,08	0,61	0,09	0,97	0,09	1,25
9	ÁGUA VERDE	476,40	0,08	0,60	0,08	0,71	0,09	1,38	0,10	2,69	0,11	3,90	0,12	6,27	0,14	8,05
14	AHÚ	184,40	0,08	0,44	0,08	0,52	0,09	1,01	0,09	1,97	0,10	2,85	0,11	4,58	0,12	5,88
64	ALTO BOQUEIRÃO	1.211,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	0,08	0,54	0,08	0,64	0,09	1,24	0,10	2,40	0,10	3,48	0,12	5,60	0,13	7,19
5	ALTO DA RUA XV	150,40	0,08	0,73	0,08	0,86	0,09	1,67	0,10	3,24	0,11	4,69	0,13	7,55	0,15	9,69
55	ATUBA	426,90	0,08	0,11	0,08	0,13	0,08	0,25	0,08	0,49	0,08	0,71	0,09	1,14	0,09	1,47
68	AUGUSTA	884,10	0,08	0,01	0,08	0,01	0,08	0,01	0,08	0,03	0,08	0,04	0,08	0,06	0,08	0,08
35	BACACHERI	698,10	0,08	0,24	0,08	0,29	0,08	0,56	0,09	1,09	0,09	1,58	0,10	2,54	0,10	3,26
36	BAIRRO ALTO	701,80	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,85	0,09	1,37	0,09	1,76
52	BARREIRINHA	373,30	0,08	0,28	0,08	0,34	0,08	0,65	0,09	1,27	0,09	1,84	0,10	2,95	0,11	3,79
10	BATEL	176,00	0,08	0,62	0,08	0,73	0,09	1,42	0,10	2,76	0,11	4,00	0,12	6,42	0,14	8,24
11	BIGORRILHO	350,30	0,08	0,39	0,08	0,47	0,08	0,90	0,09	1,76	0,10	2,55	0,11	4,09	0,12	5,25
34	BOA VISTA	513,60	0,08	0,34	0,08	0,41	0,08	0,79	0,09	1,54	0,09	2,23	0,10	3,59	0,11	4,61
13	BOM RETIRO	194,40	0,08	0,47	0,08	0,55	0,09	1,07	0,09	2,09	0,10	3,02	0,11	4,86	0,12	6,24
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	2,17	0,10	2,78
61	BUTIATUVINHA	1.058,30	-	-	-	-	-	-	0,08	0,16	0,08	0,23	0,08	0,38	0,08	0,48
16	CABRAL	204,00	0,08	0,27	0,08	0,32	0,08	0,63	0,09	1,22	0,09	1,77	0,10	2,85	0,10	3,66
51	CACHOEIRA	306,90	-	-	-	-	-	-	0,08	0,17	0,08	0,25	0,08	0,40	0,08	0,51
21	CAJURU	1.155,20	0,08	0,16	0,08	0,19	0,08	0,36	0,08	0,71	0,09	1,02	0,09	1,64	0,09	2,11
30	CAMPINA DO SIQUEIRA	169,30	-	-	-	-	-	-	0,09	1,57	0,09	2,27	0,10	3,65	0,11	4,69
44	CAMPO COMPRIDO	854,90	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,35	0,08	0,57	0,08	0,73
71	CAMPO DE SANTANA	2.157,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
20	CAPÃO DA IMBUIA	316,30	-	-	-	-	-	-	0,09	1,47	0,09	2,13	0,10	3,43	0,11	4,40
58	CAPÃO RASO	506,30	0,08	0,41	0,08	0,48	0,09	0,94	0,09	1,82	0,10	2,64	0,11	4,24	0,12	5,45
47	CASCATINHA	256,70	-	-	-	-	-	-	0,08	0,28	0,08	0,40	0,08	0,65	0,08	0,83
70	CAXIMBA	816,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	CENTRO	329,70	0,09	1,28	0,09	1,52	0,10	2,96	0,12	5,74	0,14	8,32	0,17	13,37	0,20	17,17
3	CENTRO CÍVICO	96,50	0,08	0,43	0,08	0,51	0,09	0,99	0,09	1,92	0,10	2,79	0,11	4,48	0,12	5,75
75	CIDADE INDUSTRIAL	4.337,80	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
6	CRISTO REI	146,40	0,08	0,40	0,08	0,48	0,08	0,93	0,09	1,80	0,10	2,61	0,11	4,19	0,12	5,38
39	FANNY	199,60	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	2,32	0,10	3,72	0,11	4,78
42	FAZENDINHA	371,70	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	1,63	0,09	2,09
72	GANCHINHO	1.119,60	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23	GUABIROTUBA	263,10	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	1,85	0,10	2,97	0,11	3,82
26	GUÁIRA	232,20	0,08	0,48	0,08	0,57	0,09	1,11	0,09	2,16	0,10	3,14	0,11	5,04	0,12	6,47
38	HAUER	402,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	3,96	0,11	5,09
17	HUGO LANGE	115,00	0,08	0,43	0,08	0,51	0,09	1,00	0,09	1,94	0,10	2,81	0,11	4,52	0,12	5,80
7	JD. BOTÂNICO	277,20	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	1,59	0,10	2,56	0,10	3,29
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,09	2,04	0,10	2,62

**Tabela 3.4** Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1820 – 1950) Cont...

Nº	BAIRROS	ÁREA	1820		1872		1890		1900		1920		1940		1950	
		(ha)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)
18	JD. SOCIAL	188,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,10	2,67	0,10	3,43
15	JUVEVÊ	122,70	0,08	0,65	0,08	0,77	0,09	1,49	0,10	2,89	0,11	4,20	0,13	6,74	0,14	8,66
62	LAMENHA PEQUENA	339,60	0,08	0,01	0,08	0,01	0,08	0,02	0,08	0,04	0,08	0,06	0,08	0,10	0,08	0,13
40	LINDÓIA	118,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,11	3,76	0,12	6,04	0,13	7,75
12	MERCÊS	327,60	0,08	0,61	0,08	0,72	0,09	1,40	0,10	2,71	0,11	3,93	0,12	6,32	0,14	8,11
45	MOSSUNGUÊ	338,10	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,40	0,08	0,65	0,08	0,83
41	NOVO MUNDO	599,20	0,08	0,39	0,08	0,47	0,08	0,91	0,09	1,77	0,10	2,56	0,11	4,12	0,12	5,29
59	ORLEANS	512,10	0,08	0,07	0,08	0,08	0,08	0,16	0,08	0,31	0,08	0,45	0,08	0,73	0,08	0,93
25	PAROLIN	225,30	0,08	0,47	0,08	0,56	0,09	1,08	0,09	2,10	0,10	3,05	0,11	4,90	0,12	6,29
32	PILARZINHO	713,10	0,08	0,18	0,08	0,21	0,08	0,41	0,08	0,80	0,09	1,16	0,09	1,86	0,10	2,39
66	PINHEIRINHO	1.073,40	0,08	0,10	0,08	0,12	0,08	0,23	0,08	0,44	0,08	0,64	0,09	1,03	0,09	1,32
27	PORTÃO	569,50	0,08	0,52	0,08	0,61	0,09	1,19	0,09	2,31	0,10	3,34	0,12	5,38	0,13	6,90
24	PRADO VELHO	243,00	0,08	0,31	0,08	0,37	0,08	0,71	0,09	1,38	0,09	2,01	0,10	3,23	0,11	4,15
8	REBOUÇAS	298,20	0,08	0,77	0,08	0,91	0,09	1,77	0,10	3,43	0,11	4,98	0,14	8,00	0,15	10,27
69	RIVIERA	236,00	-	-	-	-	0,08	0,01	0,08	0,02	0,08	0,02	0,08	0,04	0,08	0,05
53	SANTA CÂNDIDA	1.032,50	0,08	0,07	0,08	0,08	0,08	0,15	0,08	0,30	0,08	0,43	0,08	0,69	0,08	0,89
63	SANTA FELICIDADE	1.227,40	0,08	0,08	0,08	0,10	0,08	0,19	0,08	0,37	0,08	0,54	0,08	0,86	0,09	1,10
43	SANTA QUITÉRIA	208,80	0,08	0,33	0,08	0,39	0,08	0,75	0,09	1,45	0,09	2,11	0,10	3,39	0,11	4,35
46	SANTO INÁCIO	271,60	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,38	0,08	0,61	0,08	0,78
60	SÃO BRAZ	500,60	0,08	0,09	0,08	0,11	0,08	0,21	0,08	0,42	0,08	0,60	0,09	0,97	0,09	1,24
2	SÃO FRANCISCO	136,30	0,08	0,89	0,09	1,06	0,09	2,06	0,11	4,00	0,12	5,80	0,15	9,32	0,16	11,97
48	SÃO JOÃO	302,90	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,11	0,08	0,17	0,08	0,22
33	SÃO LOURENÇO	225,50	0,08	0,25	0,08	0,30	0,08	0,59	0,09	1,14	0,09	1,65	0,10	2,65	0,10	3,41
67	SÃO MIGUEL	700,20	0,08	0,02	0,08	0,02	0,08	0,04	0,08	0,08	0,08	0,11	0,08	0,18	0,08	0,24
29	SEMINÁRIO	212,80	0,08	0,41	0,08	0,48	0,09	0,94	0,09	1,82	0,10	2,64	0,11	4,25	0,12	5,46
65	SÍTIO CERCADO	1.112,30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
49	TABOÃO	171,50	0,08	0,10	0,08	0,12	0,08	0,23	0,08	0,45	0,08	0,65	0,09	1,05	0,09	1,35
19	TARUMÃ	416,70	-	-	-	-	-	-	-	-	0,08	0,79	0,09	1,28	0,09	1,64
74	TATUQUARA	1.122,90	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
54	TINGUI	210,70	0,08	0,43	0,08	0,51	0,09	0,99	0,09	1,92	0,10	2,79	0,11	4,48	0,12	5,76
37	UBERABA	1.408,60	0,08	0,15	0,08	0,17	0,08	0,34	0,08	0,66	0,09	0,96	0,09	1,54	0,09	1,97
73	UMBARÁ	2.247,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
28	VILA ISABEL	121,10	0,08	0,50	0,08	0,59	0,09	1,14	0,09	2,22	0,10	3,22	0,12	5,18	0,13	6,65
31	VISTA ALEGRE	369,10	0,08	0,24	0,08	0,29	0,08	0,56	0,09	1,09	0,09	1,58	0,10	2,55	0,10	3,27
57	XAXIM	892,40	0,08	0,18	0,08	0,21	0,08	0,40	0,08	0,78	0,09	1,14	0,09	1,83	0,10	2,35
<b>TOTAL</b>		<b>43.217,00</b>	<b>0,08</b>	<b>0,12</b>	<b>0,08</b>	<b>0,14</b>	<b>0,08</b>	<b>0,28</b>	<b>0,08</b>	<b>0,56</b>	<b>0,08</b>	<b>0,89</b>	<b>0,09</b>	<b>1,59</b>	<b>0,09</b>	<b>2,04</b>



**Tabela 3.4a** Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1960 – 2020)

Nº	BAIRROS	1960		1970		1980		1991		1996		2000 (*)		2010 (*)		2020 (*)	
		C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)
50	ABRANCHES	0,10	2,50	0,11	4,04	0,14	8,14	0,15	9,78	0,16	10,75	0,16	11,80	0,18	14,44	0,20	17,08
9	ÁGUA VERDE	0,19	16,10	0,26	26,00	0,31	32,82	0,41	46,64	0,44	51,18	0,48	56,20	0,57	68,74	0,66	81,28
14	AHÚ	0,16	11,76	0,21	19,00	0,25	24,54	0,28	27,82	0,27	28,85	0,29	30,74	0,34	36,31	0,39	42,93
64	ALTO BOQUEIRÃO	-	-	0,09	0,95	0,15	9,73	0,20	17,47	0,22	19,23	0,23	21,11	0,26	25,82	0,30	30,53
4	ALTO DA GLÓRIA	0,18	14,38	0,24	23,23	0,29	29,42	0,30	31,34	0,31	32,09	0,33	35,23	0,39	43,10	0,44	50,96
5	ALTO DA RUA XV	0,22	19,38	0,30	31,30	0,35	37,35	0,31	37,35	0,28	37,54	0,30	37,72	0,35	37,91	0,40	44,83
55	ATUBA	0,10	2,94	0,11	4,74	0,12	6,04	0,15	10,39	0,17	12,86	0,18	14,12	0,20	17,28	0,22	20,43
68	AUGUSTA	0,08	0,16	0,08	0,26	0,08	0,68	0,09	1,52	0,09	1,74	0,09	1,91	0,10	2,34	0,10	2,77
35	BACACHERI	0,12	6,52	0,15	10,53	0,20	17,01	0,20	17,26	0,19	17,50	0,21	17,75	0,23	21,71	0,26	25,67
36	BAIRRO ALTO	0,10	3,53	0,12	5,69	0,21	18,43	0,26	25,49	0,27	26,50	0,29	29,10	0,33	35,59	0,38	42,08
52	BARREIRINHA	0,13	7,58	0,17	12,24	0,22	19,87	0,23	21,60	0,23	22,42	0,24	23,25	0,28	28,44	0,32	33,63
10	BATEL	0,20	16,50	0,27	26,64	0,29	28,98	0,30	33,67	0,31	34,63	0,33	35,59	0,39	43,53	0,45	51,47
11	BIGORRILHO	0,15	10,51	0,20	16,97	0,22	20,29	0,27	27,48	0,33	35,36	0,36	38,83	0,42	47,49	0,48	56,15
34	BOA VISTA	0,14	9,22	0,18	14,89	0,22	19,75	0,28	28,22	0,28	29,42	0,30	30,62	0,35	37,45	0,40	44,28
13	BOM RETIRO	0,17	12,48	0,22	20,16	0,22	20,72	0,20	21,28	0,18	21,84	0,19	22,41	0,22	22,97	0,25	23,53
56	BOQUEIRÃO	0,12	5,57	0,14	9,00	0,20	17,40	0,23	21,17	0,24	21,96	0,25	24,11	0,29	29,49	0,33	34,87
61	BUTIATUVINHA	0,09	0,97	0,09	1,56	0,10	3,27	0,10	3,53	0,11	4,16	0,11	4,56	0,12	5,58	0,13	6,60
16	CABRAL	0,13	7,32	0,16	11,82	0,17	13,45	0,22	20,30	0,23	21,54	0,25	23,65	0,29	28,93	0,32	34,21
51	CACHOEIRA	0,09	1,02	0,09	1,65	0,12	5,41	0,15	10,25	0,15	10,54	0,16	11,57	0,18	14,16	0,20	16,74
21	CAJURU	0,11	4,23	0,13	6,82	0,22	19,23	0,31	32,33	0,33	35,68	0,36	39,18	0,42	47,92	0,48	56,66
30	CAMPINA DO SIQUEIRA	0,15	9,38	0,19	15,15	0,21	19,00	0,22	20,27	0,23	20,73	0,24	22,76	0,28	27,84	0,31	32,92
44	CAMPO COMPRIDO	0,09	1,46	0,10	2,36	0,11	3,90	0,15	9,69	0,16	11,52	0,17	12,65	0,19	15,47	0,21	18,29
71	CAMPO DE SANTANA	-	-	-	-	0,08	0,23	0,09	0,94	0,09	1,56	0,09	1,72	0,09	2,10	0,10	2,48
20	CAPÃO DA IMBUIA	0,14	8,80	0,18	14,21	0,22	20,21	0,28	28,25	0,30	30,36	0,32	33,34	0,37	40,78	0,42	48,22
58	CAPÃO RASO	0,16	10,90	0,20	17,60	0,30	31,64	0,31	32,25	0,31	32,28	0,33	35,45	0,39	43,35	0,45	51,26
47	CASCATINHA	0,09	1,66	0,10	2,68	0,11	4,13	0,10	4,15	0,10	4,17	0,10	4,20	0,11	4,22	0,11	4,99
70	CAXIMBA	-	-	-	-	0,08	0,33	0,08	0,49	0,09	1,07	0,09	1,18	0,09	1,44	0,09	1,70
1	CENTRO	0,32	34,35	0,48	55,48	0,53	62,84	0,47	64,98	0,46	67,12	0,50	69,26	0,59	71,40	0,68	84,42
3	CENTRO CÍVICO	0,16	11,51	0,21	18,58	0,27	26,68	0,28	27,96	0,27	28,35	0,28	28,75	0,33	35,16	0,38	41,58
75	CIDADE INDUSTRIAL	-	-	0,10	2,50	0,12	5,17	0,17	13,08	0,20	17,02	0,21	18,69	0,24	22,86	0,27	27,03
6	CRISTO REI	0,16	10,77	0,20	17,40	0,27	26,75	0,33	35,09	0,37	41,05	0,40	45,08	0,47	55,14	0,54	65,19
39	FANNY	0,15	9,56	0,19	15,44	0,24	22,07	0,23	22,20	0,22	22,32	0,24	22,45	0,27	27,46	0,31	32,47
42	FAZENDINHA	0,11	4,19	0,13	6,76	0,25	24,32	0,30	30,78	0,32	33,37	0,34	36,64	0,40	44,81	0,46	52,99
72	GANCHINHO	-	-	-	-	0,08	0,34	0,09	1,16	0,10	2,55	0,10	2,80	0,10	3,43	0,11	4,06
23	GUABIROTUBA	0,13	7,64	0,17	12,34	0,22	20,41	0,22	20,67	0,22	20,92	0,23	21,18	0,26	25,91	0,30	30,63
26	GUAÍRA	0,17	12,94	0,23	20,90	0,29	28,97	0,28	27,89	0,29	29,46	0,31	32,35	0,36	39,56	0,41	46,78
38	HAUER	0,15	10,18	0,20	16,44	0,21	18,97	0,20	17,28	0,19	15,73	0,20	17,27	0,23	21,13	0,26	24,98
17	HUGO LANGE	0,16	11,61	0,21	18,75	0,22	19,79	0,20	20,43	0,18	21,07	0,19	21,72	0,22	22,36	0,24	23,00
7	JD. BOTÂNICO	0,13	6,58	0,15	10,62	0,16	11,78	0,16	12,16	0,16	12,54	0,17	12,92	0,19	15,80	0,21	18,69
22	JD. DAS AMÉRICAS	0,12	5,25	0,14	8,48	0,17	13,36	0,19	15,64	0,19	16,29	0,21	17,89	0,23	21,88	0,26	25,87

**Tabela 3.4a** Evolução da taxa de impermeabilização (AI) e coeficiente de escoamento superficial (C) de Curitiba (Período: 1960 – 2020) Cont...

Nº	BAIRROS	1960		1970		1980		1991		1996		2000 (*)		2010 (*)		2020 (*)	
		C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)	C	AI (%)
18	JD. SOCIAL	0,13	6,87	0,16	11,10	0,21	18,29	0,21	18,99	0,19	19,70	0,20	20,40	0,23	21,10	0,26	24,94
15	JUVEVÊ	0,20	17,33	0,28	27,98	0,34	37,08	0,38	42,69	0,40	44,73	0,43	49,11	0,51	60,07	0,59	71,03
62	LAMENHA PEQUENA	0,08	0,26	0,08	0,43	0,08	0,84	0,09	1,01	0,08	1,02	0,09	1,03	0,09	1,25	0,09	1,48
40	LINDÓIA	0,19	15,52	0,26	25,06	0,36	39,69	0,33	41,20	0,32	42,70	0,35	44,21	0,41	45,71	0,47	54,05
12	MERCÊS	0,19	16,23	0,27	26,22	0,29	29,14	0,25	29,18	0,23	29,22	0,25	29,25	0,29	29,29	0,33	34,64
45	MOSSUNGUÊ	0,09	1,67	0,10	2,69	0,11	4,80	0,12	5,91	0,12	6,42	0,13	7,05	0,14	8,62	0,15	10,19
41	NOVO MUNDO	0,15	10,59	0,20	17,09	0,28	28,76	0,30	31,16	0,32	33,27	0,34	36,53	0,40	44,68	0,46	52,84
59	ORLEANS	0,09	1,86	0,10	3,01	0,11	4,27	0,12	5,21	0,12	5,85	0,12	6,42	0,13	7,86	0,14	9,29
25	PAROLIN	0,17	12,58	0,22	20,32	0,24	22,80	0,26	25,50	0,26	25,78	0,28	28,31	0,33	34,63	0,37	40,95
32	PILARZINHO	0,11	4,78	0,13	7,72	0,17	13,37	0,20	16,67	0,20	17,48	0,22	19,20	0,25	23,48	0,28	27,76
66	PINHEIRINHO	0,10	2,64	0,11	4,26	0,18	14,64	0,22	20,08	0,23	21,88	0,25	24,03	0,29	29,39	0,33	34,75
27	PORTÃO	0,18	13,81	0,24	22,30	0,28	28,77	0,30	31,40	0,33	34,84	0,35	38,26	0,41	46,80	0,47	55,33
24	PRADO VELHO	0,14	8,29	0,17	13,39	0,18	14,58	0,19	15,21	0,19	15,74	0,20	17,28	0,23	21,14	0,26	25,00
8	REBOUÇAS	0,23	20,54	0,32	33,18	0,30	33,22	0,27	33,27	0,26	33,31	0,27	33,36	0,32	33,40	0,36	39,49
69	RIVIERA	0,08	0,10	0,08	0,16	0,08	0,34	0,08	0,48	0,08	0,49	0,08	0,49	0,08	0,60	0,08	0,71
53	SANTA CÂNDIDA	0,09	1,78	0,10	2,87	0,14	8,35	0,15	10,11	0,16	11,37	0,17	12,48	0,19	15,27	0,21	18,05
63	SANTA FELICIDADE	0,09	2,21	0,10	3,57	0,12	6,48	0,14	8,52	0,14	9,22	0,15	10,13	0,17	12,39	0,18	14,65
43	SANTA QUITÉRIA	0,14	8,70	0,18	14,05	0,29	29,32	0,28	30,84	0,27	32,35	0,29	33,87	0,33	35,38	0,38	41,83
46	SANTO INÁCIO	0,09	1,56	0,10	2,52	0,14	9,05	0,15	9,98	0,15	10,31	0,16	11,32	0,18	13,85	0,20	16,37
60	SÃO BRAZ	0,10	2,49	0,11	4,02	0,19	15,90	0,22	19,86	0,23	21,44	0,25	23,54	0,28	28,79	0,32	34,04
2	SÃO FRANCISCO	0,25	23,95	0,36	38,68	0,37	40,80	0,27	41,15	0,27	41,50	0,29	41,86	0,34	42,21	0,38	42,56
48	SÃO JOÃO	0,08	0,44	0,08	0,71	0,10	2,57	0,11	4,02	0,11	4,24	0,11	4,65	0,12	5,69	0,13	6,73
33	SÃO LOURENÇO	0,13	6,82	0,16	11,01	0,17	12,99	0,17	13,20	0,17	13,42	0,18	13,63	0,20	16,68	0,22	19,72
67	SÃO MIGUEL	0,08	0,47	0,08	0,76	0,08	1,18	0,08	1,60	0,09	2,02	0,09	2,22	0,10	2,72	0,10	3,21
29	SEMINÁRIO	0,16	10,92	0,20	17,63	0,24	21,97	0,22	22,38	0,20	22,79	0,22	23,20	0,25	23,61	0,28	27,92
65	SÍTIO CERCADO	-	-	0,08	0,44	0,14	9,12	0,24	23,08	0,36	39,14	0,39	42,98	0,45	52,57	0,52	62,16
49	TABOÃO	0,10	2,70	0,11	4,36	0,11	4,56	0,12	5,84	0,13	6,63	0,13	7,28	0,14	8,91	0,15	10,53
19	TARUMÃ	0,10	3,28	0,12	5,29	0,13	6,56	0,13	7,04	0,14	8,02	0,14	8,81	0,16	10,78	0,17	12,74
74	TATUQUARA	-	-	-	-	0,09	1,63	0,10	3,56	0,14	8,48	0,14	9,31	0,16	11,39	0,17	13,46
54	TINGUI	0,16	11,52	0,21	18,60	0,24	22,64	0,26	25,58	0,26	25,81	0,28	28,34	0,33	34,67	0,37	40,99
37	UBERABA	0,11	3,95	0,12	6,38	0,15	10,45	0,17	12,46	0,19	15,86	0,20	17,41	0,23	21,30	0,26	25,18
73	UMBARÁ	-	-	-	-	0,09	1,10	0,09	1,35	0,10	2,61	0,10	2,87	0,10	3,51	0,11	4,15
28	VILA ISABEL	0,17	13,30	0,23	21,47	0,31	31,76	0,35	37,63	0,38	42,03	0,41	46,15	0,48	56,44	0,56	66,74
31	VISTA ALEGRE	0,13	6,54	0,15	10,56	0,18	13,59	0,17	13,42	0,17	13,81	0,18	14,19	0,20	17,35	0,23	20,52
57	XAXIM	0,11	4,70	0,13	7,58	0,23	21,11	0,26	25,62	0,28	27,53	0,29	30,23	0,34	36,97	0,39	43,71
<b>TOTAL</b>		<b>0,11</b>	<b>4,09</b>	<b>0,13</b>	<b>6,89</b>	<b>0,16</b>	<b>11,60</b>	<b>0,18</b>	<b>14,88</b>	<b>0,20</b>	<b>16,70</b>	<b>0,21</b>	<b>18,34</b>	<b>0,24</b>	<b>22,43</b>	<b>0,27</b>	<b>26,53</b>

(\*) Previsão Populacional pelo Método do Incremento Médio Aritmético

### 3.1. Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

Curitiba, assim como a maioria dos municípios brasileiros apresenta um processo de urbanização ao longo dos seus rios, onde o crescimento e o desenvolvimento muito rápido não tiveram o acompanhamento das ações que possibilitassem a eficiente manutenção e preservação dos seus recursos hídricos.

Conforme Planta Urbana de 1876, em maquete existente no Museu Paranaense, observa-se que o Rio Belém estava ao largo da Cidade e, portanto, em condições de servir como manancial de abastecimento para a população.

O crescente grau de urbanização, ao longo da Bacia do Rio Belém, trouxe como consequência o aumento das ações antrópicas que propiciaram a sua degradação, trazendo prejuízos não só para os recursos hídricos, mas também para o ar, ao solo, a fauna e a flora.

A importância da Bacia Hidrográfica do Rio Belém, para a Cidade de Curitiba, pode ser aquilatada sob vários ângulos. Geograficamente, seu canal principal está situado desde as nascentes (Cota topográfica = 990,00m) até a foz (Cota topográfica = 870,00m), dentro do Município de Curitiba, sendo um dos tributários da margem direita do Rio Iguaçu. Historicamente assistiu, ao longo de três séculos, uma ocupação gradativa ao longo do seu eixo principal e dos seus afluentes, onde, nos primórdios se constituía em manancial superficial para vários usos.

Como componentes urbanísticos importantes para a Cidade de Curitiba, na Bacia Hidrográfica do Rio Belém, temos ao longo do seu eixo principal o Parque Municipal São Lourenço, o Bosque Municipal Papa João Paulo II e o centenário Passeio Público, o qual, era área alagadiça do Rio Belém e, por meio da drenagem da mesma, transformado em área aprazível para o lazer e recreação e até o final da Década de 1980, o Zoológico da Cidade.

Ao longo dos seus tributários se destacam outros componentes urbanísticos da Cidade

de Curitiba, como áreas de preservação e de recreação e lazer para a comunidade, o Complexo da Ópera de Arame e da Pedreira Paulo Leminski, nas proximidades do Parque Municipal São Lourenço. O Parque Municipal da Pedreira Zaninelli, que abriga a Universidade Livre do Meio Ambiente – UNILIVRE e, o Bosque Alemão, implantado nas cabeceiras do Rio Pilarzinho, tributário da margem direita do Rio Belém.

Merece destaque ainda, ressaltar a importância da Bacia Hidrográfica do Rio Belém, pois o Centro da Cidade de Curitiba, com suas principais praças, Centro Histórico, Cultural, Comercial e Cívico (Prefeitura do Município e os Poderes Executivo, Legislativo e Judiciário do Estado do Paraná), Rua das Flores, Rua 24 Horas, etc..., estão inseridos nas bacias de drenagem do Rio Belém e dos seus tributários.

Com a crescente urbanização da Cidade de Curitiba, e, portanto, alto grau de impermeabilização dos solos das áreas de drenagem das bacias hidrográficas, temos como principal consequência, a diminuição da capacidade de infiltração das águas provenientes das precipitações pluviais e a elevação dos níveis de água no talvegue principal do Rio Belém e dos seus tributários.

O Rio Belém se encontra localizado, totalmente, no Município de Curitiba, Figura 3.2, sendo que seu talvegue principal se desenvolve na orientação Norte-Sul, conforme indicado na Figura 3.3, atravessando zonas densamente povoadas, desde bairros periféricos das Zonas Norte e Sul, assim como a Zona Central da Cidade de Curitiba.

**Figura 3.2** Localização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no Município de Curitiba (A = 8.784,60 ha)

**Fonte:** IPPUC (Geoprocessamento)



A crescente urbanização da Cidade de Curitiba tem aumentado o grau de impermeabilização da Bacia Hidrográfica do Rio Belém, e, conseqüentemente, os níveis de água no seu talvegue e os picos máximos das vazões do escoamento superficial. Em contrapartida, há uma diminuição da capacidade de vazão dos seus canais de drenagem, em virtude da construção de pontes, viadutos, assoreamento devido ao transporte de sedimentos, acúmulo de lixo depositado às suas margens, etc...

A seção transversal do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, indicada na Figura 3.3, que possui o maior número de dados pluviométricos e fluviométricos, fornece o suporte ao desenvolvimento do estudo, estão armazenados no banco de dados do Curso de Engenharia Civil da PUCPR. As duas estações hidrométricas, instaladas há 21 anos, estão localizadas junto ao “Campus” Curitiba, da Pontifícia Universidade Católica do Paraná – PUCPR.

As características da Estação Pluviográfica Curitiba Prado Velho, Figura 3.4, são as seguintes:

- Nome da Estação: Curitiba – Prado Velho
- Município: Curitiba                      Estado: Paraná
- Entidade Operadora: ANEEL / SUDERHSA / PUCPR
- Código de Identificação ANEEL: 02549075
- Número Adicional de Identificação SUDERHSA: I-35001
- Coordenadas Geográficas: 25° 27’ de Latitude Sul  
49° 15’ de Longitude Oeste
- Altitude: 885,69 m                      Início das Observações: Abril/1981
- Tipo de Coleta de Dados: Observação Diária com Registrador.







**Figura 3.5** Estação Fluviográfica Curitiba – Prado Velho  
**Fonte:** FENDRICH e SAKAMORI (1999)

### 3.1.1 Geologia

Para contribuir com o planejamento do uso e ocupação urbana e industrial, GIUSTI (1989) realizou mapeamento geológico do Município de Curitiba.

Desenvolveu estudos geofísicos, hidrogeológicos e de perfis de poços tubulares profundos, que evidenciaram dados quanto as estruturas e contatos geológicos, configuração topográfica do Embasamento Cristalino, lençol freático e direções do fluxo das águas subterrâneas.

A Geologia do Município de Curitiba compreende duas partes fundamentais. A primeira, representada pelos terrenos pré-cambrianos formados, respectivamente, pelas rochas do Complexo Cristalino e do Grupo Açungui e, a segunda, constituída pelas formações cenozóicas, a Formação Guabirotuba e as seqüências mais recentes.

### A. Complexo Cristalino

O Complexo Gnáissico-migmatítico que abrange as regiões oeste e sudoeste de Curitiba, é constituído por rochas migmatíticas, anteriormente conhecidas pela designação geral de gnaisses do Complexo Cristalino Brasileiro, bem como por rochas magmáticas, além de xistos magnesianos, anfibolitos, quartzitos e outros metassedimentos pertencentes a uma seqüência litológica mais antiga do Complexo Cristalino.

O Complexo Cristalino é caracterizado por aquíferos do tipo fissurado que englobam rochas cristalinas compostas por migmatitos, gnaisses e granitóides, recortados por sistemas de fraturamentos superpostos ao longo do tempo geológico, aleatoriamente intrudidos por diques de diabásico.

### B. Formação Guabirotuba

Os depósitos da Formação Guabirotuba, conforme GIUSTI (1989), atingem espessuras máximas da ordem de 60 a 80 m, na porção central da Bacia de Curitiba. Esses depósitos compreendem seqüências litológicas nas quais predominam os argilitos e areias arcossianas em quantidades reduzidas apresentam-se os sedimentos rudáceos.

Parte dos depósitos da Formação Guabirotuba foram sedimentados em leques aluvionares coalescentes, bem como num sistema de drenagem anastomosado ao lado de extensas planícies. A mineralização de caráter epigenético afetou, principalmente, os sedimentos mais permeáveis encontrados nos canais do sistema de drenagem.

As camadas de areias arcossianas apresentam-se em formas tabulares e muitas vezes lenticulares. Via de regra, elas alternam-se com as camadas de argilitos e possuem de 20 a 40% de feldpatos.

Os depósitos rudáceos, as vezes são encontrados na base das secções estratigráficas e raras vezes no meio do pacote sedimentar. Eles ocorrem com maior freqüência na periferia da

bacia e estão nas porções centrais da mesma, nas proximidades das linhas de falhas. Os argilitos, por sua vez, são mais importantes nas áreas centrais e menos proeminentes nas áreas periféricas da bacia.

A Formação Guabirotuba é caracterizada por rochas sedimentares de idade cenozóica, depositadas durante o preenchimento da Bacia de Curitiba. São argilas de composições bentoníticas a montmoriloníticas, entremeadas por lentes de composição arcossiana a quartzosa, com espessuras variáveis.

Os aquíferos da Formação Guabirotuba são exclusivamente os ligados as lentes arcossianas ou quartzosas e, sua potencialidade para águas subterrâneas é função direta dos menores teores de argilas e das maiores espessuras das lentes.

### C. Depósitos Sedimentares Recentes

Esta unidade compreende os depósitos fluviais. As vezes, de acordo com GIUSTI (1989), dada a escala dos levantamentos dos mapas geológicos, pode-se diferenciar destes, os depósitos coluvionares associados. No seu estudo, incluiu como sedimentos recentes, os aluvionares e coluvionares, porém restringiu-se principalmente para os depósitos das planícies aluviais.

A unidade é representada significativamente na zona sul do Município de Curitiba, correspondente a Bacia Hidrográfica do Rio Iguaçu. Encontra-se ao longo do seu talvegue e de todos os seus principais afluentes, sendo mais importantes os aluviões dos rios Atuba, Bacacheri, **Belém**, Barigüi, Passaúna e Ribeirão dos Padilhas, alcançando em alguns lugares vários quilômetros de largura e espessuras de até 20 m.

A distribuição destes depósitos correspondem as mais baixas declividades dos rios da Bacia do Rio Iguaçu. Em alguns locais ocorrem vales estreitos e encaixados, que quando associados a presença de camadas de rochas mais resistentes, diques de diabásio, por

exemplo, ou estruturas geológicas, originam barragens naturais nos rios, permitindo a deposição de parte de sua carga de sedimentos, constituindo as denominadas “planícies de soleira”.

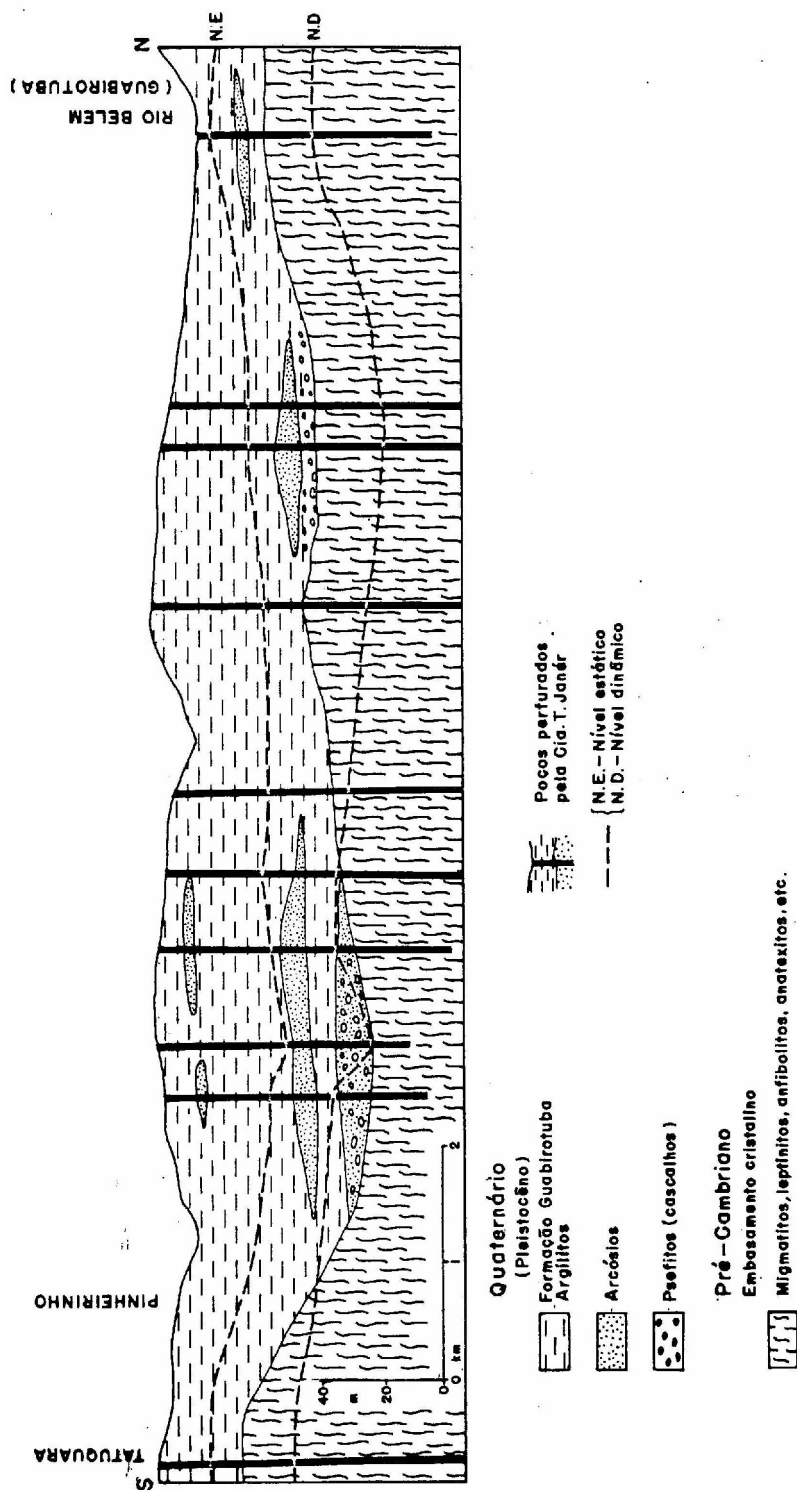
A constituição litológica desta unidade é muito variável, onde é possível encontrar depósitos de argilas orgânicas, argilas elásticas ou expansivas, areias e conglomerados. Estes sedimentos apresentam pouca ou nenhuma cimentação, além de pobremente selecionados e grande variação litológica lateral e em profundidade. Tais sedimentos jazem discordantemente sobre os migmatitos. O relevo é plano, com baixas declividades, de modo que o sistema de meandros e paleocanais abandonados se apresentam com frequência na planície aluvial.

Esta unidade está relacionada com a dinâmica dos rios, sendo os depósitos aluvionares e as enchentes dois aspectos da dinâmica fluvial, fatores importantes de restrição ao uso e ocupação do solo urbano.

SALAMUNI (1981) apresenta na Figura 3.6 seção geológica, baseada em sondagens de poços tubulares profundos, ao longo do trecho da BR-116, compreendido entre os bairros Tatuquara e Guabirota, destacando as três litologias principais que compõe a Bacia de Curitiba.

Na figura observa-se, junto da planície aluvial da bacia hidrográfica do Rio Belém, que os níveis estáticos dos poços tubulares profundos coincidem com o nível do lençol freático elevado, o qual na região, encontra-se mais próximo da superfície dos terrenos. Isto mostra a baixa capacidade de infiltração dos solos da Bacia do Rio Belém, associados as baixas permeabilidades de duas litologias, da Formação Guabirota e dos Depósitos Sedimentares Recentes.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.



**Figura 3.6** Seção geológica do sul da Bacia de Curitiba, ao longo da BR-116, entre os bairros Tatuquara e Guabirubá  
**Fonte:** SALAMUNI (1981)

Para o estabelecimento do mapa geológico-ambiental de Curitiba, GIUSTI (1989) determinou os coeficientes de permeabilidade das principais litologias que compõe a Bacia de Curitiba. Os valores determinados estão indicados na Tabela 3.6. Deste mapa, extraiu-se a compartimentação litológica da bacia do Rio Belém, a qual está indicada na Figura 3.7.

**Tabela 3.6** Coeficientes de permeabilidade das principais litologias do Município de Curitiba

Litologia	Sedimentos	K (cm/s)
Complexo Cristalino	Alterados	$10^{-4}$ a $10^{-5}$
	Faturados	$10^{-5}$ a $10^{-3}$
Formação Guabirota	Argilitos e Siltitos	$10^{-6}$
	Arenitos	$10^{-4}$
Sedimentos Recentes	Turfas argilo-arenosas	$10^{-5}$
	Grosseiros	$5 \times 10^{-4}$

**Fonte:** GIUSTI (1989)**Figura 3.7** Compartimentação litológica da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém**Fonte:** GIUSTI (1989)

### 3.1.2 Evolução da Impermeabilização dos Solos

A evolução da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, está direta e intimamente vinculada ao processo de urbanização ocorrido no Município de Curitiba.

Reportando-se ao Boletim Técnico Nº12, da Prefeitura Municipal de Curitiba, editado em 1943, extrai-se a citação do Engenheiro Saturnino Rodrigues de Brito, com relação a impermeabilização dos solos: “É interessante lembrarmos que os cursos d’água ao atravessarem uma cidade, terão suas enchentes cada vez maiores, à medida que as superfícies impermeáveis (calçamentos de ruas e telhados das casas) forem cobrindo as atuais superfícies absorventes de uma parte das águas meteóricas, além do maior volume de água afluente para os cursos, teremos um outro acréscimo no volume da água que deflue, proveniente da maior velocidade na afluência das contribuições ribeirinhas, desde que ela se faça nas sarjetas, nas ruas e nos coletores tributários, em vez de escoar sobre a superfície natural do terreno e das valas”.

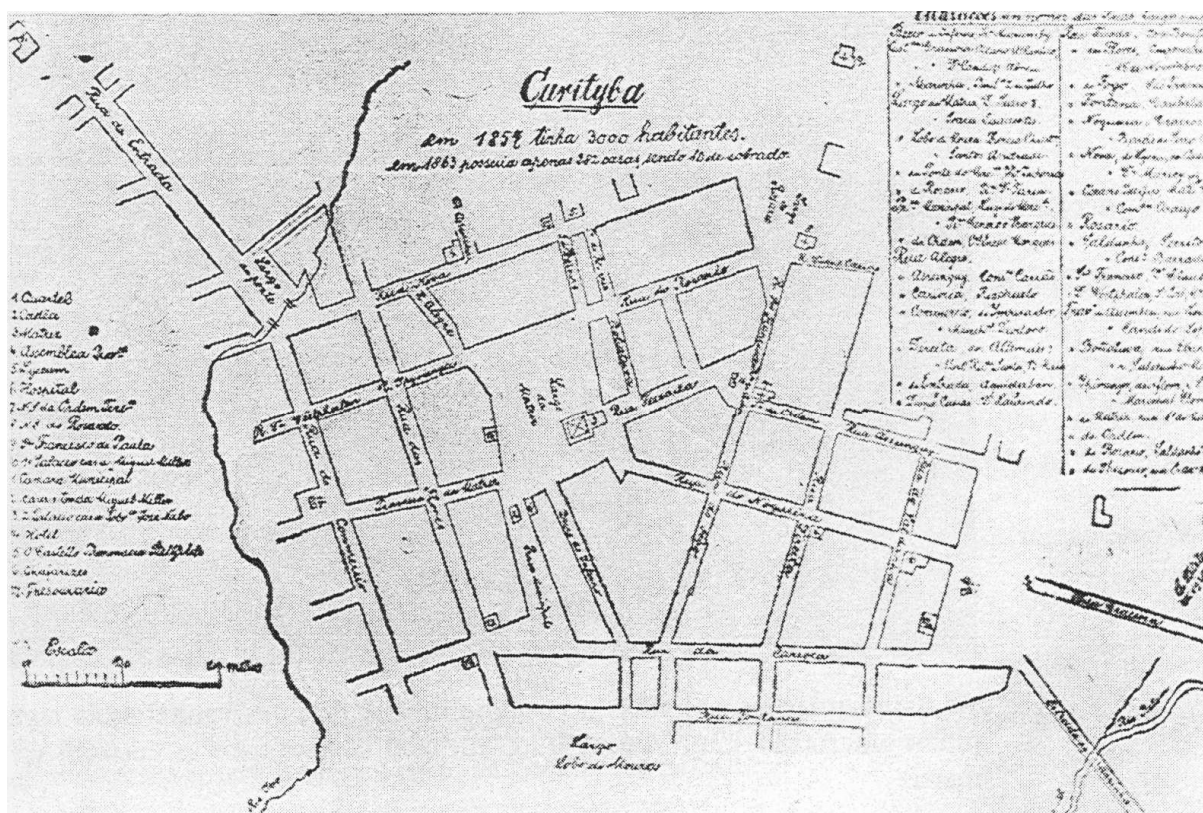
Na cronologia do processo de urbanização de Curitiba, extrai-se de IPPUC (1996):

- 1693** Oficialmente, em 29 de Março foi fundada Curitiba, com o nome de Nossa Senhora da Luz dos Pinhais. Neste período a vila é formada, aproximadamente, por noventa famílias e as casas são de pau-a-pique cobertas com folhas de butiazeiros;
- 1721** Segundo Ouvidor Raphael Pires Pardinho, a população da Vila, é de pouco mais de 2.000 pessoas, com as casas construídas com madeira, barro, taquara e pedra, vivendo num perímetro de 42 km, ao seu redor;
- 1747** Neste ano Curitiba conta com 348 casas no seu distrito, e cerca de 2.500 habitantes;
- 1820** Neste ano Curitiba, segundo o 1º Censo feito no Brasil, conta com 10.652 habitantes;
- 1853** Em 29 de Agosto, pela Lei Nº 704, é criada a Província do Paraná e, Curitiba sua



Capital, é uma cidade com 27 bairros;

**1857** É realizada a primeira Carta Topográfica de Curitiba, Figura 3.8, com uma população de 13.000 habitantes;



**Figura 3.8** Primeira carta topográfica de Curitiba (1857)

**Fonte:** IPPUC (1996)

**1863** Curitiba possui 282 casas, das quais 10 são sobrados e ainda, mais 101 casas em construção. A Rua XV de Novembro é a que possui mais prédios, 40 concluídos e 18 em construção;

**1890** O recenseamento deste ano acusa, no perímetro urbano, 24.553 habitantes, colocando Curitiba em 7º lugar entre as capitais mais populosas do Brasil, superada apenas por São Paulo, Salvador, Rio de Janeiro, Recife, Belém e Porto Alegre. A planta urbanística de Curitiba está indicada na Figura 3.9;



**Figura 3.9** Planta urbanística de Curitiba em 1890

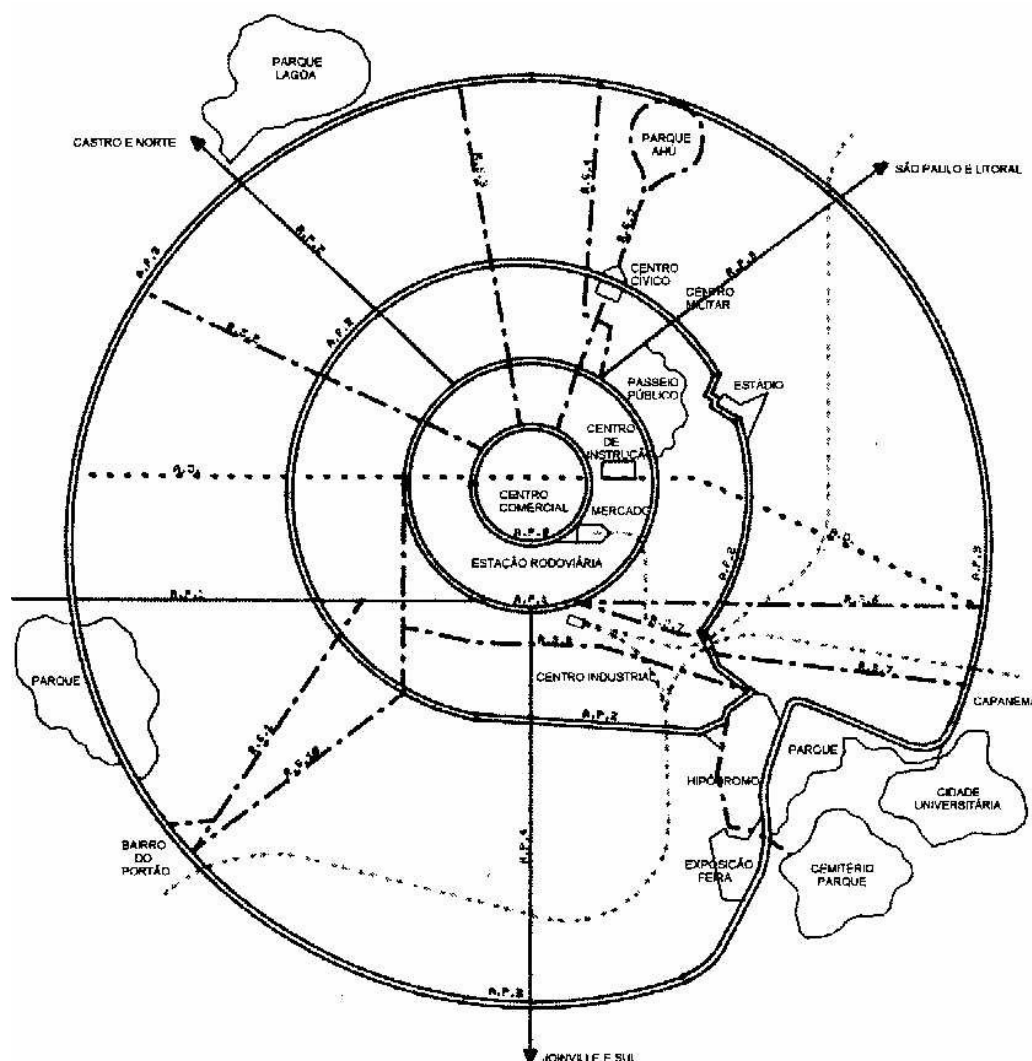
**Fonte:** IPPUC (1996)

**1905** Criação da Lei que determina padrões construtivos. Na Rua da Liberdade (atual Barão do Rio Branco) e na Praça Tiradentes não é permitido construir casas de madeira, somente de alvenaria, com dois ou três pavimentos. A Lei define áreas específicas (zoneamento de uso) para atividades urbanas. A Rua da Liberdade é reservada para órgãos governamentais. As regiões do Alto da Glória e do Batel para residências da aristocracia, e as do Rebouças e Portão como zonas industriais e de moradias dos operários;

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

**1910** A população de Curitiba é de 60.800 habitantes;

**1943** O Plano Diretor Agache, Figura 3.10, é concluído e vai nortear o planejamento urbano de Curitiba, até a metade da Década de 1960;



**Figura 3.10** Plano Diretor Agache para urbanização da cidade de Curitiba em 1943  
**Fonte:** IPPUC (1996)

Com relação ao Plano Agache, GIUSTI (1989) alertou que o Plano Diretor de Curitiba, englobava o plano das avenidas, os centros funcionais ou especializados, o código de obras e zoneamento, os espaços livres e sua distribuição, porém não tinha nenhuma preocupação com o suporte natural e a conservação dos recursos naturais, controle ambiental, e, com a implantação da infraestrutura básica necessária.

**1950** Curitiba tem 180.575 habitantes;

**1953** Em decorrência do Plano Diretor Agache (1943) é aprovada a Lei Nº 699, de 16 de Julho, sobre o zoneamento da cidade de Curitiba, incluído no Código de Posturas e Obras, dividindo a cidade em zonas:

- Comercial: Principal (ZC-1) e Secundária (ZC-2);
- Residencial: Principal (ZR-1), com duas subzonas: Centro Cívico (ZCC) e Centro Esportivo (ZCE); Média (ZR-2); Secundária (ZR-3) e Rural (ZR-4);
- Industrial: (ZI);
- Agrícola: (ZA);

**1960** A população de Curitiba é de 361.309 habitantes, tendo dobrado em dez anos. É aprovado o Plano Piloto de Zoneamento de Uso do Solo. Uma readequação do Plano Agache, estabelecendo nova divisão da cidade em zonas: Residenciais, comerciais, industriais e rurais;

**1965** Curitiba com cerca de 470.000 habitantes e taxas anuais de crescimento de 5,6%, e como resultado de um concurso público, é elaborado o Plano Preliminar de Urbanismo. Os objetivos eram: - Descongestionar a área central e preservar o centro tradicional; - Mudar a conformação radial da expansão urbana, para uma conformação linearizada, integrando transporte e uso do solo; - Conter a população de Curitiba em seus limites territoriais; - Propiciar equipamento global à cidade.

Pela primeira vez, mesmo de maneira incipiente, o Plano Preliminar de Urbanismo, preocupou-se com o controle da degradação ambiental, com a tentativa de proteção dos mananciais de abastecimento.

**1966** A Câmara Municipal de Curitiba aprova o Plano Diretor de Curitiba, por meio da Lei Nº 2828, de 31 de Julho. As diretrizes orientam o processo de crescimento de forma ordenada, reunidas em três funções básicas: Uso do Solo; Transporte de Massa e

Sistema Viário;

**1970** A população de Curitiba é de 609.026 habitantes, apresentando um crescimento de 68% entre as décadas de 1960 e 1970;

**1972** Lei Nº 4199, da Câmara Municipal de Curitiba, estabelece a Lei de Zoneamento e do Uso do Solo de Curitiba;

A lei tentava disciplinar os diferentes usos das zonas, visando mais o sistema viário e o transporte de massa, para evitar sobrecarga no tráfego dos veículos na malha viária, e pontos de conflito desses, com os do transporte de massa.

**1975** Lei Nº 5234, modificando a Lei Nº 4199/1972, definindo nova Lei de Zoneamento e Uso do Solo para Curitiba. A Cidade passa a ser dividida em 75 bairros;

**1980** A população de Curitiba é de 1.024.975 habitantes;

**1991** Segundo o censo demográfico do IBGE, Curitiba tem 1.315.035 habitantes, verificando uma queda no seu crescimento, quando comparado ao ritmo apresentado nas décadas de 1960, 1970 e 1980;

**1996** O censo demográfico do IBGE contabiliza para Curitiba 1.476.253 habitantes, numa taxa de crescimento médio de 2,45% em relação ao censo anterior.

TOCCHIO (1999) coloca que o índice de área verde por habitante, em Curitiba, é de 55 m<sup>2</sup>, resultante da análise de imagens do Município obtidas por dois satélites: O norte americano Landsat e o francês Spot. “O dado de 11 anos atrás, mostrava que cada curitibano contava com 52 m<sup>2</sup> de área verde em 1988, indicando um crescimento médio anual de 0,5% no referido índice”.

Utilizando o índice de 55 m<sup>2</sup>/hab de área verde, divulgado pelo Secretário Municipal do Meio Ambiente de Curitiba, Sérgio Tocchio, e uma população aproximada de 1.550.000 habitantes, em 1999, perfaz uma área verde total em Curitiba de 85,25 km<sup>2</sup>, representando 19,73% da área total do Município.

Em se considerando válido o índice médio de 55 m<sup>2</sup>/hab de área verde, determinado para a área total do Município de Curitiba, também para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, obteríamos, para uma população aproximada na bacia de 485.000 hab, em 1999, uma área verde na bacia de 26,67 km<sup>2</sup>, o que, corresponderia a 30,36% da sua área total.

Do cadastro do Departamento de Parques e Praças, da Secretaria Municipal do Meio Ambiente de Curitiba, excetuando-se a arborização de toda a malha viária, estima-se a área verde pública dos parques, bosques, praças, e jardins ambientais, em 0,80 km<sup>2</sup>, equivalente a 1,0% da área total da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**2000** Lei Nº 9.800, de 03 de Janeiro, da Câmara Municipal de Curitiba, que dispõe sobre a Lei de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo no Município de Curitiba. A população de Curitiba, segundo o censo do IBGE, divulgada na imprensa, é estimada em 1.586.898 habitantes.

Talvez não nas proporções conservadoras estimadas pelos cenários de FRAGOMENI (2000), porém a pressão sobre a urbanização e, por consequência, acréscimos significativos ocorrerão nas áreas impermeáveis dos solos na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. Isto está explícito no Art. 18 §1º da Lei Nº 9.800/2000, visto que três dos seis eixos de adensamento populacional estão inseridos, integralmente, na área da bacia do Rio Belém (Av. Marechal Floriano Peixoto; Av. Comendador Franco; Av. Presidente Affonso Camargo) e dois dos três outros, cruzando em longa extensão, no sentido diagonal à Bacia (Trecho da BR-116 e Av. Wenceslau Braz).

Para contrabalançar o adensamento populacional e impermeabilizações que serão impostas nos solos das bacias hidrográficas, pelos seis eixos de adensamento, a preocupação com as taxas de permeabilidade dos solos no Município, estão inseridas na Lei Nº 9.800/00, no seu Art. 42, Item VI, as quais ainda deverão ser objeto de regulamentação específica.

### 3.1.2.1 Pela Metodologia do Sensoriamento Remoto

Sensoriamento Remoto é definido como a técnica que visa obter informações a respeito de objetos (alvos) a partir de observações feitas a distância, sem entrar em contato direto com o objeto (alvo). A metodologia mais utilizada é baseada na análise da radiação eletromagnética refletida e/ou emitida pelos alvos. Exemplos de alvos seriam: Vegetação, recursos hídricos, áreas impermeáveis das bacias hidrográficas, florestas, etc.

A base cartográfica utilizada no desenvolvimento dos trabalhos foi o mapeamento digital fornecido pelo Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, na escala  $E = 1:2.000$ , do Município de Curitiba, do qual foi extraída a área da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60$  ha).

Foram utilizadas imagens digitais dos satélites Spot (Francês), e Landsat TM5 e ETM7 (Norte-americano), com as seguintes características: Imagens Spot – banda espectral pancromática, 10 m de resolução espacial, de 16/12/1988 e de 13/05/1996; Imagens Landsat TM5 – bandas espectrais 3 (visível), 4 e 5 (infravermelho), 30 m de resolução espacial, de 27/03/1988 e de 18/04/1996; e Imagens Landsat ETM7 – bandas espectrais 3 (visível), 4 e 5 (infravermelho), 30 m de resolução espacial, e banda espectral pancromática, 15 m de resolução espacial, ambas de 26/09/1999.

Em microcomputador PC com configuração Pentium III, 500 MHz, 128 Mb de memória RAM, HD de 4,3 Gb e demais periféricos, foram desenvolvidos os trabalhos de análise e interpretação das imagens digitais por meio dos “softwares” Microstation (Bentley) e Image Analyst (Intergraph).

A utilização da técnica de correção geométrica (ou registro) de imagens digitais se aplica quando há necessidade de ajustar uma imagem à uma base cartográfica ou temática. Nestes casos essa técnica é fundamental, pois serve de apoio à uma análise integrada de dados



de diferentes fontes.

A correção geométrica foi o primeiro passo efetuado no processamento digital das imagens. Para isto, foram obtidos pontos de controle no terreno, originados da base cartográfica digital, mapeamento do IPPUC, na escala  $E = 1:2.000$ . Foram coletados em média 50 pontos de controle por imagem, em locais estratégicos, de tal forma que os mesmos se apresentassem de maneira bem distribuída por toda a imagem.

Foi efetuada uma análise estatística para verificação dos erros dos pontos, sendo descartados os que estivessem fora da média aceitável, a qual foi definida em 5 m, o que equivale a metade da resolução espacial de 10 m da imagem pancromática Spot. Para a correção geométrica, foi empregado o algoritmo de transformação (polinômio de primeiro grau) e utilizando o interpolador “vizinho mais próximo”, devido ao fato de ser o que menos interfere no valor dos níveis de cinza, minimizando problemas no processo de classificação. As imagens Spot foram assim corrigidas e integradas ao mapeamento digital.

As imagens digitais Landsat, por sua vez, foram corrigidas pelo processo (imagem x imagem), para que fossem registradas com a mesma resolução, e sobrepostas às cenas Spot, permitindo a integração de ambas.

A técnica da fusão de imagens digitais foi empregada para se obter uma imagem com as características espectrais do Landsat (bandas 3, 4 e 5) e, característica espacial do Spot (10 m de resolução). Com isto, o resultado da fusão foi uma imagem colorida com maior nível de detalhes quando comparada às cenas originais. Para esta integração das imagens foi utilizada a técnica denominada transformação IHS (Intensity, Hue, Saturation). Intensidade é a medida de energia total envolvida em todos os comprimentos de onda, sendo responsável pela sensação de brilho dessa energia incidente sobre o olho. Matiz de um objeto é a medida do comprimento de onda médio da luz que ele reflete ou emite, definindo a cor do objeto. Saturação expressa o intervalo de comprimentos de onda ao redor do comprimento de onda

médio no qual a energia é refletida ou transmitida. Um alto valor de saturação resulta numa cor espectral pura, ao passo que um valor baixo indica uma mistura de comprimentos de onda, produzindo tons apagados das cores. As imagens geradas pela técnica da fusão de imagens digitais para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém podem ser visualizadas nas Figuras 3.11, 3.12 e 3.13.

Um dos principais objetivos do Sensoriamento Remoto é o de distinguir e identificar as diferentes composições dos materiais superficiais. Essa distinção e identificação torna-se possível devido ao fato dos materiais superficiais terem comportamentos específicos ao longo do espectro eletromagnético, comportamentos esses que podem ser usados para identificá-los.

A classificação automática de imagens multiespectrais de Sensoriamento Remoto prevê associar cada *pixel* da imagem a um “rótulo” descrevendo um objeto real. Dessa forma, os valores numéricos associados a cada *pixel*, definidos pela reflectância dos materiais que compõem esse *pixel*, são identificados em termos de um tipo de cobertura da superfície terrestre imageada (água, tipo de vegetação, de solo, de rocha, etc.), chamadas então de temas.

Quando esse tipo de operação é efetuado para todos os *pixels* de uma determinada área, o resultado é um mapa temático, mostrando a distribuição geográfica de um tema, tal como classes de uso e ocupação do solo. Pode-se dizer então, que uma imagem de Sensoriamento Remoto classificada é uma forma de mapa digital temático.

**Figura 3.11** Fusão das imagens digitais Spot (10 m) + Landsat TM (30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1988)

**Figura 3.12** Fusão das imagens digitais Spot (10 m) + Landsat TM (30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1996)

**Figura 3.13** Fusão das imagens digitais Landsat ETM 7 (15 m e 30 m) da área da Bacia Hidrográfica do Rio Belém (1999)

O maior problema da classificação foi que ela representa uma simplificação grande em relação a enorme complexidade existente em uma cena de satélite. Ocorre que as classes pré-definidas são normalmente incompletas em relação à realidade, ou são uma mistura extremamente variável de uma série de superfícies reais. Pode-se chegar ao extremo de se definir classes que não existem ou que não podem ser diferenciadas com base nos dados multiespectrais disponíveis. Daí a necessidade de se verificar o resultado das classificações em relação à dados conhecidos. Quaisquer informações sobre os objetos superficiais a serem classificados são, portanto, um auxílio importante à classificação.

Outro ponto sobre a classificação foi que a maioria das técnicas disponíveis se baseiam apenas no agrupamento dos valores da intensidade espectral, representados pelos números digitais presentes na imagem. Sabe-se que o conteúdo de informação de uma imagem de Sensoriamento Remoto se baseia tanto na intensidade (nível de cinza ou cor) de cada *pixel* individual, como no arranjo espacial dos *pixels* (textura e forma). Ocorre que as técnicas-padrão de classificação nos fornecem apenas as características espectrais, deixando de lado as texturais. Nesse sentido, a classificação apresentou resultados satisfatórios na indicação dos tipos de cobertura, caracterizadas apenas por variações de intensidades.

#### A. Classificação Digital Supervisionada – Método da Máxima Verossimilhança (Max Ver)

Existem essencialmente duas abordagens na classificação de imagens multiespectrais de Sensoriamento Remoto. A primeira, denomina-se classificação supervisionada na qual o usuário identifica alguns dos *pixels* pertencentes às classes desejadas e deixa ao programa computacional a tarefa de localizar todos os demais *pixels* pertencentes àquelas classes, baseado em alguma regra estatística pré-estabelecida. A segunda abordagem, é chamada de classificação não-supervisionada, e nela o algoritmo decide, também com base em regras estatísticas, quais as classes a serem separadas e quais os *pixels* pertencentes a cada uma. No presente trabalho foi empregada a classificação supervisionada. Uma área da imagem que o

usuário identifica como representando uma das classes é chamada de área de treinamento. Uma área de treinamento é normalmente definida pelo usuário, traçando-se seus limites diretamente sobre as imagens. Várias áreas de treinamento podem ser definidas para uma mesma classe, para assegurar que os *pixels* a ela pertencentes sejam realmente representativos dessa classe.

Todos os *pixels* dentro de uma área de treinamento para uma determinada classe constituem o chamado conjunto de treinamento para aquela classe. A cada classe de uma imagem é atribuído o seu próprio conjunto de treinamento. Os números digitais (ou níveis de cinza) dos *pixels* do conjunto de treinamento, em cada uma das bandas espectrais, são então comparados com números digitais de cada *pixel* da imagem como um todo, para decidir à qual classe estes pertencem. O método utilizado no presente trabalho considera a ponderação da distância das médias estatísticas, denominado Método da Máxima Verossimilhança (“Maximum Likelihood”) – (MaxVer).

Quando se analisam áreas urbanas, as imagens de satélite se apresentam com respostas características, predominando as altas intensidades dos valores dos *pixels* da imagem, principalmente nas bandas 3 (visível) e 5 (infravermelho médio), o que resulta em cores variando principalmente do rosa claro ao roxo, na composição colorida 5R4G3B.

Para a classificação das áreas permeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram selecionadas as seguintes classes: Florestas nativa e secundária (vegetação em parques, vias públicas e particulares), campo (gramados), campo sujo e solo exposto (áreas de empréstimo). Essas, foram agrupadas, posteriormente, numa só classe, consideradas áreas permeáveis, sendo que as áreas impermeáveis da bacia foram obtidas pela diferença.

O resultado da classificação digital das imagens de 27/03/1988, 18/04/1996 e 26/09/1999, das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, está apresentado nas Figuras 3.14, 3.15 e 3.16.

**Figura 3.14** Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988)



**Figura 3.15** Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996)

**Figura 3.16** Classificação digital das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999)

## B. Áreas Permeáveis e Impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

Os resultados do processo de classificação digital, das imagens de 1988, 1996 e 1999, foram cruzados com o mapa dos coeficientes de permeabilidade dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, Figura 3.7, obtendo os valores apresentados nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9.

**Tabela 3.7** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)									
		Total	Belém	PERMEÁVEIS				IMPERMEÁVEIS			
				K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	431,80	259,16	165,00	-	-	165,00	94,16	-	-	94,16
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25	-	80,95	3,60	84,55	-	372,16	6,54	378,70
14	AHÚ	184,40	185,58	29,65	29,42	1,88	60,95	49,80	70,55	4,28	124,63
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86	-	19,75	-	19,75	-	68,11	-	68,11
5	ALTO DA RUA XV	150,40	147,43	-	11,80	6,81	18,61	-	88,62	40,20	128,82
35	BACACHERI	698,10	4,89	-	1,56	-	1,56	-	3,33	-	3,33
52	BARREIRINHA	373,30	109,93	44,10	11,39	-	55,49	40,72	13,72	-	54,44
10	BATEL	176,00	169,43	-	27,57	-	27,57	-	141,86	-	141,86
11	BIGORRILHO	350,30	88,99	-	12,99	-	12,99	-	76,00	-	76,00
34	BOA VISTA	513,60	6,17	-	1,19	-	1,19	-	4,98	-	4,98
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	51,15	15,66	1,98	68,79	91,29	24,88	2,64	118,81
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,81	-	145,13	151,87	297,00	-	335,61	579,20	914,81
16	CABRAL	204,00	200,65	-	70,46	-	70,46	-	130,19	-	130,19
51	CACHOEIRA	306,90	84,84	55,20	-	-	55,20	29,64	-	-	29,64
1	CENTRO	329,70	327,80	-	18,18	8,21	26,39	-	202,14	99,27	301,41
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,81	-	12,27	13,87	26,14	-	33,74	31,93	65,67
6	CRISTO REI	146,40	144,78	-	34,34	2,84	37,18	-	95,88	11,72	107,60
39	FANNY	199,60	201,25	-	17,09	9,88	26,97	-	132,79	41,49	174,28
23	GUABIROTUBA	263,10	261,05	-	42,88	24,73	67,61	-	144,12	49,32	193,44
26	GUAÍRA	232,20	230,35	-	28,72	17,14	45,86	-	131,06	53,43	184,49
38	HAUER	402,10	404,68	-	19,94	25,75	45,69	-	66,82	292,17	358,99
17	HUGO LANGE	115,00	107,50	-	30,31	8,90	39,21	-	39,60	28,69	68,29
7	JD. BOTÂNICO	277,20	277,70	-	57,42	31,97	89,39	-	127,22	61,09	188,31
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30	-	62,67	16,12	78,79	-	216,85	18,66	235,51
15	JUVEVÊ	122,70	123,43	-	19,93	-	19,93	-	103,50	-	103,50
40	LINDÓIA	118,00	116,43	-	5,73	8,96	14,69	-	35,32	66,42	101,74
12	MERCÊS	327,60	187,43	11,76	48,08	-	59,84	13,58	114,01	-	127,59
41	NOVO MUNDO	599,20	261,31	-	33,35	1,85	35,20	-	222,51	3,60	226,11
25	PAROLIN	225,30	225,70	-	12,90	13,16	26,06	-	110,54	89,10	199,64
32	PILARZINHO	713,10	214,92	131,18	-	-	131,18	83,74	-	-	83,74
27	PORTÃO	569,50	114,53	-	18,13	-	18,13	-	96,40	-	96,40
24	PRADO VELHO	243,00	243,91	-	14,43	24,41	38,84	-	46,32	158,75	205,07
8	REBOUÇAS	298,20	297,56	-	8,44	9,91	18,35	-	140,60	138,61	279,21
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,68	3,71	18,00	-	21,71	7,69	105,28	-	112,97
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,11	112,37	21,43	-	133,80	78,24	13,07	-	91,31
49	TABOÃO	171,50	2,75	1,88	-	-	1,88	0,87	-	-	0,87
37	UBERABA	1.408,60	667,40	-	115,47	156,05	271,52	-	207,35	188,53	395,88
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,23	70,83	-	-	70,83	62,40	-	-	62,40
57	XAXIM	892,40	267,40	-	73,45	-	73,45	-	193,95	-	193,95
<b>TOTAL</b>		<b>14.497,20</b>	<b>8.784,60</b>	<b>676,83</b>	<b>1.141,03</b>	<b>539,89</b>	<b>2.357,75</b>	<b>552,13</b>	<b>3.909,08</b>	<b>1.965,64</b>	<b>6.426,85</b>

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.8** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)									
		Total	Belém	PERMEÁVEIS				IMPERMEÁVEIS			
				K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	431,80	259,15	141,52	-	-	141,52	117,63	-	-	117,63
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25	-	75,61	2,72	78,33	-	377,45	7,47	384,92
14	AHÚ	184,40	185,58	22,58	26,03	1,93	50,54	57,03	73,70	4,31	135,04
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86	-	17,43	-	17,43	-	70,43	-	70,43
5	ALTO DA RU XV	150,40	151,43	-	14,41	5,77	20,18	-	89,94	41,31	131,25
35	BACACHERI	698,10	4,89	-	1,51	-	1,51	-	3,38	-	3,38
52	BARREIRINHA	373,30	109,92	32,64	7,62	-	40,26	52,21	17,45	-	69,66
10	BATEL	176,00	169,43	-	25,73	-	25,73	-	143,70	-	143,70
11	BIGORRILHO	350,30	88,99	-	11,85	-	11,85	-	77,14	-	77,14
34	BOA VISTA	513,60	6,17	-	1,10	-	1,10	-	5,07	-	5,07
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	46,63	14,55	2,76	63,94	95,30	26,64	1,72	123,66
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,82	-	112,74	85,57	198,31	-	366,35	647,16	1013,51
16	CABRAL	204,00	200,65	-	71,10	-	71,10	-	129,55	-	129,55
51	CACHOEIRA	306,90	84,84	38,40	-	-	38,40	46,44	-	-	46,44
1	CENTRO	329,70	327,80	-	16,07	6,35	22,42	-	204,35	101,03	305,38
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,80	-	12,12	11,81	23,93	-	34,00	33,87	67,87
6	CRISTO REI	146,40	144,78	-	28,16	1,95	30,11	-	102,31	12,36	114,67
39	FANNY	199,60	201,24	-	10,25	2,05	12,30	-	139,69	49,25	188,94
23	GUABIROTUBA	263,10	261,05	-	32,49	14,73	47,22	-	154,26	59,57	213,83
26	GUAÍRA	232,20	230,35	-	10,78	2,98	13,76	-	149,06	67,53	216,59
38	HAUER	402,10	404,68	-	18,54	20,82	39,36	-	68,46	296,86	365,32
17	HUGO LANGE	115,00	107,50	-	27,85	7,98	35,83	-	42,09	29,58	71,67
7	JD. BOTÂNICO	277,20	277,69	-	46,66	25,69	72,35	-	138,00	67,34	205,34
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30	-	46,46	8,29	54,75	-	233,18	26,37	259,55
15	JUVEVÊ	122,70	123,43	-	18,23	-	18,23	-	105,20	-	105,20
40	LINDÓIA	118,00	116,43	-	2,55	4,93	7,48	-	38,54	70,41	108,95
12	MERCÊS	327,60	187,42	9,34	40,66	-	50,00	16,20	121,22	-	137,42
41	NOVO MUNDO	599,20	260,65	-	20,43	0,22	20,65	-	235,46	4,54	240,00
25	PAROLIN	225,30	225,70	-	8,83	5,24	14,07	-	114,95	96,68	211,63
32	PILARZINHO	713,10	214,92	115,18	-	-	115,18	99,74	-	-	99,74
27	PORTÃO	569,50	114,53	-	16,13	-	16,13	-	98,40	-	98,40
24	PRADO VELHO	243,00	243,51	-	12,56	22,29	34,85	-	47,69	160,97	208,66
8	REBOUÇAS	298,20	297,70	-	7,70	8,21	15,91	-	141,04	140,75	281,79
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,67	2,73	17,13	-	19,86	8,54	106,27	-	114,81
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,05	98,61	18,17	-	116,78	91,87	16,40	-	108,27
49	TABOÃO	171,50	2,75	1,60	-	-	1,60	1,15	-	-	1,15
37	UBERABA	1.408,60	667,39	-	74,54	84,59	159,13	-	248,56	259,70	508,26
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,29	62,20	-	-	62,20	71,09	-	-	71,09
57	XAXIM	892,40	264,39	-	37,67	-	37,67	-	226,72	-	226,72
TOTAL		14.497,20	8.784,60	571,43	903,66	236,88	1.801,97	657,20	4.146,65	2.178,78	6.983,63

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.9** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)									
		Total	Belém	Permeáveis				Impermeáveis			
				K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	431,80	259,15	128,53			128,53	130,62			130,62
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25		59,96	2,11	62,07		387,54	13,64	401,18
14	AHÚ	184,40	185,58	16,56	19,58	0,66	36,80	66,95	79,16	2,67	148,78
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86		12,01		12,01		75,85		75,85
5	ALTO DA RUA XV	150,40	151,43		13,67	2,42	16,09		114,58	20,76	135,34
35	BACACHERI	698,10	4,89		1,48		1,48		3,41		3,41
52	BARREIRINHA	373,30	109,92	23,53	4,18		27,71	69,81	12,4		82,21
10	BATEL	176,00	169,43		19,62		19,62		149,81		149,81
11	BIGORRILHO	350,30	88,99		7,55		7,55		81,44		81,44
34	BOA VISTA	513,60	6,17		0,82		0,82		5,35		5,35
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	36,91	13,15	2,67	52,73	94,41	33,63	6,83	134,87
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,81		97,49	74,98	172,46		587,5	451,85	1039,35
16	CABRAL	204,00	200,65		59,79		59,79		140,86		140,86
51	CACHOEIRA	306,90	84,85	31,41			31,41	53,44			53,44
1	CENTRO	329,70	327,79		8,86	4,33	13,18		211,33	103,28	314,61
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,81		11,10	10,93	22,02		35,16	34,63	69,79
6	CRISTO REI	146,40	144,78		21,88	1,74	23,62		112,23	8,93	121,16
39	FANNY	199,60	201,24		8,80	1,67	10,48		160,18	30,58	190,76
23	GUABIROTUBA	263,10	261,05		28,00	13,67	41,67		147,41	71,97	219,38
26	GUAIRA	232,20	230,35		6,31	1,60	7,91		177,45	44,99	222,44
38	HAUER	402,10	404,68		15,23	16,63	31,86		178,22	194,6	372,82
17	HUGO LANGE	115,00	107,50		25,00	5,58	30,59		62,86	14,05	76,91
7	JD. BOTÂNICO	277,20	277,69		34,29	21,47	55,76		136,48	85,45	221,93
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30		39,48	7,89	47,37		222,47	44,46	266,93
15	JUVEVÊ	122,70	123,43		12,39		12,39		111,04		111,04
40	LINDÓIA	118,00	116,43		2,50	3,06	5,56		49,85	61,02	110,87
12	MERCÊS	327,60	187,42	6,61	34,32		40,93	23,66	122,83		146,49
41	NOVO MUNDO	599,20	260,65		17,28	0,15	17,43		241,13	2,09	243,22
25	PAROLIN	225,30	225,70		7,11	2,97	10,08		152,09	63,53	215,62
32	PILARZINHO	713,10	214,92	99,52			99,52	115,4			115,40
27	PORTÃO	569,50	114,53		13,01		13,01		101,52		101,52
24	PRADO VELHO	243,00	243,51		19,49	29,08	48,57		78,22	116,72	194,94
8	REBOUÇAS	298,20	297,70		2,89	4,16	7,05		119,15	171,5	290,65
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,67	2,03	13,92		15,95	15,11	103,61		118,72
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,05	89,57	14,98		104,55	103,23	17,27		120,50
49	TABOÃO	171,50	2,75	1,57			1,57	1,18			1,18
37	UBERABA	1.408,60	667,39		66,13	73,84	139,97		249,18	278,24	527,42
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,30	52,12			52,12	81,18			81,18
57	XAXIM	892,40	264,40		30,41		30,41		233,99		233,99
<b>TOTAL</b>		<b>14.497,20</b>	<b>8.784,60</b>	<b>488,36</b>	<b>742,66</b>	<b>281,61</b>	<b>1.512,62</b>	<b>754,99</b>	<b>4.695,20</b>	<b>1.821,79</b>	<b>7.271,98</b>

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

Com base na avaliação feita pelo Sensoriamento Remoto das áreas permeáveis e impermeáveis, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, por meio da fusão e classificação supervisionada das imagens digitais dos satélites Landsat e Spot, de 1988, 1996 e 1999 indicadas nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9, e associando-se com as densidades demográficas, indicadas na Tabela 3.3, projetaram-se as áreas permeáveis e impermeáveis da bacia hidrográfica, para os anos compreendidos entre os censos de 1820 à 1980, com base na

imagem de 1988 e, para os anos futuros de 2010 e 2020, com base na imagem de 1999.

As áreas permeáveis e impermeáveis, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, estão indicadas nas Tabelas 3.10 e 3.11, observando-se que nos casos onde as taxas de impermeabilização atingissem 100%, adotaram-se as taxas do limite máximo, determinado como possível de ocorrer na prática.

Exemplo do procedimento de cálculo na Tabela 3.11, para o Bairro Abranches:

<u>(Tabela 3.3)</u>	<u>(A<sub>IMPERMEÁVEL</sub>)</u>
D <sub>1991</sub> = 20,01 hab/ha	A <sub>1991</sub> = 94,16 ha (S.R. 1988)
D <sub>1980</sub> = 16,65 hab/ha	A <sub>1980</sub> = 78,37 ha
D <sub>1970</sub> = 8,26 hab/ha	A <sub>1970</sub> = 65,22 ha
e	e
D <sub>2000</sub> = 24,14 hab/ha	A <sub>2000</sub> = 130,62 ha
D <sub>2010</sub> = 29,53 hab/ha	A <sub>2010</sub> = 143,40 ha
D <sub>2020</sub> = 34,92 hab/ha	A <sub>2020</sub> = 157,43 ha

Considerando os pares de valores (áreas impermeáveis x ano), indicados nas Tabelas 3.10 e 3.11, e ajustando duas parábolas de mínimos quadrados, a 1ª no período compreendido entre 1850 e 1990, e a 2ª para 1990 até 2020, uma vez que, na prática, não poder-se-á impermeabilizar integralmente a área da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 8.784,60 ha).

A parábola de mínimos quadrados tem por equação:

$$y = a_0 + a_1x + a_2x^2 \quad (3.5)$$

Onde: y = área impermeável;

x = ano respectivo.

**Tabela 3.10** Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1820 – 1950)

Nº	BAIRROS	TOTAL (ha)	1820		1872		1890		1900		1920		1940		1950	
			Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.
50	ABRANCHES	259,16	244,15	15,01	241,12	18,04	237,48	21,68	233,11	26,05	227,87	31,29	221,56	37,60	213,98	45,18
9	ÁGUA VERDE	463,25	402,86	60,39	390,69	72,56	376,07	87,18	358,50	104,75	337,39	125,86	312,03	151,22	281,55	181,70
14	AHÚ	185,58	165,71	19,87	161,70	23,88	156,89	28,69	151,11	34,47	144,16	41,42	135,81	49,77	125,78	59,80
4	ALTO DA GLÓRIA	87,86	77,00	10,86	74,81	13,05	72,18	15,68	69,02	18,84	65,22	22,64	60,66	27,20	55,18	32,68
5	ALTO DA RUA XV	147,43	126,89	20,54	122,75	24,68	117,77	29,66	111,80	35,63	104,62	42,81	95,99	51,44	85,62	61,81
35	BACACHERI	4,89	4,36	0,53	4,25	0,64	4,12	0,77	3,97	0,92	3,78	1,11	3,56	1,33	3,29	1,60
52	BARREIRINHA	109,93	101,25	8,68	99,50	10,43	97,40	12,53	94,87	15,06	91,84	18,09	88,19	21,74	83,81	26,12
10	BATEL	169,43	146,81	22,62	142,25	27,18	136,77	32,66	130,19	39,24	122,28	47,15	112,78	56,65	101,37	68,06
11	BIGORRILHO	88,99	76,87	12,12	74,43	14,56	71,49	17,50	67,97	21,02	63,73	25,26	58,64	30,35	52,53	36,46
34	BOA VISTA	6,17	5,38	0,79	5,22	0,95	5,02	1,15	4,79	1,38	4,51	1,66	4,18	1,99	3,78	2,39
13	BOM RETIRO	187,60	168,65	18,95	164,84	22,76	160,25	27,35	154,74	32,86	148,11	39,49	140,16	47,44	130,59	57,01
56	BOQUEIRÃO	1.211,81	1.065,93	145,88	1.036,54	175,27	1.001,21	210,60	958,77	253,04	907,78	304,03	846,50	365,31	772,88	438,93
16	CABRAL	200,65	179,89	20,76	175,71	24,94	170,68	29,97	164,64	36,01	157,38	43,27	148,66	51,99	138,18	62,47
51	CACHOEIRA	84,84	80,11	4,73	79,16	5,68	78,02	6,82	76,64	8,20	74,99	9,85	73,00	11,84	70,62	14,22
1	CENTRO	327,80	279,74	48,06	270,05	57,75	258,41	69,39	244,43	83,37	227,63	100,17	207,44	120,36	183,18	144,62
3	CENTRO CÍVICO	91,81	81,34	10,47	79,23	12,58	76,69	15,12	73,65	18,16	69,98	21,83	65,59	26,22	60,30	31,51
6	CRISTO REI	144,78	127,62	17,16	124,16	20,62	120,01	24,77	115,02	29,76	109,02	35,76	101,81	42,97	93,15	51,63
39	FANNY	201,25	173,46	27,79	167,86	33,39	161,13	40,12	153,04	48,21	143,33	57,92	131,66	69,59	117,63	83,62
23	GUABIROTUBA	261,05	230,20	30,85	223,99	37,06	216,52	44,53	207,54	53,51	196,76	64,29	183,80	77,25	168,24	92,81
26	GUAIRA	230,35	200,93	29,42	195,00	35,35	187,88	42,47	179,32	51,03	169,04	61,31	156,68	73,67	141,83	88,52
38	HAUER	404,68	347,44	57,24	335,90	68,78	322,04	82,64	305,38	99,30	285,37	119,31	261,33	143,35	232,44	172,24
17	HUGO LANGE	107,50	96,61	10,89	94,42	13,08	91,78	15,72	88,61	18,89	84,80	22,70	80,23	27,27	74,73	32,77
7	JD. BOTÂNICO	277,70	247,67	30,03	241,62	36,08	234,35	43,35	225,61	52,09	215,12	62,58	202,50	75,20	187,35	90,35
22	JD. DAS AMÉRICAS	314,30	276,75	37,55	269,18	45,12	260,08	54,22	249,16	65,14	236,03	78,27	220,25	94,05	201,30	113,00
15	JUVEVÊ	123,43	106,93	16,50	103,60	19,83	99,60	23,83	94,80	28,63	89,03	34,40	82,10	41,33	73,77	49,66
40	LINDÓIA	116,43	100,21	16,22	96,94	19,49	93,01	23,42	88,29	28,14	82,62	33,81	75,80	40,63	67,61	48,82
12	MERCÊS	187,43	167,08	20,35	162,98	24,45	158,06	29,37	152,14	35,29	145,03	42,40	136,48	50,95	126,21	61,22
41	NOVO MUNDO	261,31	225,25	36,06	217,99	43,32	209,26	52,05	198,77	62,54	186,16	75,15	171,02	90,29	152,82	108,49
25	PAROLIN	225,70	193,87	31,83	187,45	38,25	179,74	45,96	170,48	55,22	159,35	66,35	145,98	79,72	129,91	95,79
32	PILARZINHO	214,92	201,57	13,35	198,88	16,04	195,64	19,28	191,76	23,16	187,09	27,83	181,48	33,44	174,74	40,18
27	PORTÃO	114,53	99,16	15,37	96,06	18,47	92,34	22,19	87,87	26,66	82,49	32,04	76,04	38,49	68,28	46,25
24	PRADO VELHO	243,91	211,21	32,70	204,62	39,29	196,70	47,21	187,19	56,72	175,76	68,15	162,02	81,89	145,52	98,39
8	REBOUÇAS	297,56	253,04	44,52	244,06	53,50	233,28	64,28	220,33	77,23	204,77	92,79	186,06	111,50	163,59	133,97
2	SÃO FRANCISCO	134,68	116,67	18,01	113,04	21,64	108,67	26,01	103,43	31,25	97,13	37,55	89,57	45,11	80,48	54,20
33	SÃO LOURENÇO	225,11	210,55	14,56	207,62	17,49	204,09	21,02	199,85	25,26	194,76	30,35	188,65	36,46	181,30	43,81
49	TABOÃO	2,75	2,61	0,14	2,58	0,17	2,55	0,20	2,51	0,24	2,46	0,29	2,40	0,35	2,33	0,42
37	UBERABA	667,40	604,27	63,13	591,55	75,85	576,26	91,14	557,90	109,50	535,83	131,57	509,32	158,08	477,46	189,94
31	VISTA ALEGRE	133,23	123,28	9,95	121,27	11,96	118,86	14,37	115,97	17,26	112,49	20,74	108,31	24,92	103,29	29,94
57	XAXIM	267,40	236,47	30,93	230,24	37,16	222,75	44,65	213,75	53,65	202,94	64,46	189,95	77,45	174,34	93,06
<b>TOTAL</b>		<b>8.784,60</b>	<b>7.759,77</b>	<b>1.024,83</b>	<b>7.553,23</b>	<b>1.231,37</b>	<b>7.305,08</b>	<b>1.479,52</b>	<b>7.006,91</b>	<b>1.777,69</b>	<b>6.648,65</b>	<b>2.135,95</b>	<b>6.218,19</b>	<b>2.566,41</b>	<b>5.700,99</b>	<b>3.083,61</b>

**Tabela 3.11** Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1960 - 2020)

Nº	BAIRROS	1960		1970		1980		1991 (1988)		1996 (1996)		2000 (1999)		2010		2020	
		Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.
50	ABRANCHES	204,88	54,28	193,94	65,22	180,79	78,37	165,00	94,16	141,53	117,63	128,53	130,62	115,76	143,40	101,73	157,43
9	ÁGUA VERDE	244,93	218,32	200,93	262,32	148,07	315,18	84,55	378,70	78,33	384,92	62,07	401,18	40,67	422,58	40,67	422,58
14	AHÚ	113,73	71,85	99,25	86,33	81,85	103,73	60,95	124,63	50,54	135,04	36,80	148,78	22,24	163,34	6,26	179,32
4	ALTO DA GLÓRIA	48,59	39,27	40,68	47,18	31,17	56,69	19,75	68,11	17,43	70,43	12,01	75,85	4,59	83,27	2,97	84,89
5	ALTO DA RUA XV	73,17	74,26	58,20	89,23	40,22	107,21	18,61	128,82	16,18	131,25	16,09	135,34	3,34	144,09	3,34	144,09
35	BACACHERI	2,97	1,92	2,58	2,31	2,12	2,77	1,56	3,33	1,51	3,38	1,48	3,41	1,15	3,74	0,78	4,11
52	BARREIRINHA	78,55	31,38	72,22	37,71	64,62	45,31	55,49	54,44	40,27	69,66	27,71	82,21	19,68	90,25	10,84	99,09
10	BATEL	87,65	81,78	71,17	98,26	51,36	118,07	27,57	141,86	25,73	143,70	19,62	149,81	11,67	157,76	11,67	157,76
11	BIGORRILHO	45,18	43,81	36,35	52,64	25,74	63,25	12,99	76,00	11,85	77,14	7,55	81,44	4,30	84,69	4,30	84,69
34	BOA VISTA	3,30	2,87	2,72	3,45	2,03	4,14	1,19	4,98	1,10	5,07	0,82	5,35	0,30	5,87	0,06	6,11
13	BOM RETIRO	119,11	68,49	105,30	82,30	88,72	98,88	68,79	118,81	63,94	123,66	52,73	134,87	39,53	148,07	25,04	162,56
56	BOQUEIRÃO	684,43	527,38	578,14	633,67	450,44	761,37	297,00	914,81	198,30	1.013,51	172,46	1.039,35	99,13	1.112,68	99,13	1.112,68
16	CABRAL	125,60	75,05	110,47	90,18	92,30	108,35	70,46	130,19	71,10	129,55	59,79	140,86	46,01	154,64	30,87	169,78
51	CACHOEIRA	67,75	17,09	64,31	20,53	60,17	24,67	55,20	29,64	38,40	46,44	31,41	53,44	26,17	58,67	20,43	64,41
1	CENTRO	154,04	173,76	119,02	208,78	76,94	250,86	26,39	301,41	22,42	305,38	13,18	314,61	22,42	305,38	22,42	305,38
3	CENTRO CÍVICO	53,95	37,86	46,32	45,49	37,15	54,66	26,14	65,67	23,94	67,87	22,02	69,79	15,19	76,62	7,69	84,12
6	CRISTO REI	82,75	62,03	70,25	74,53	55,23	89,55	37,18	107,60	30,11	114,67	23,62	121,16	11,76	133,02	6,57	138,21
39	FANNY	100,78	100,47	80,53	120,72	56,20	145,05	26,97	174,28	12,31	188,94	10,48	190,76	12,31	188,94	12,31	188,94
23	GUABIROTUBA	149,53	111,52	127,06	133,99	100,06	160,99	67,61	193,44	47,22	213,83	41,67	219,38	20,20	240,85	3,33	257,72
26	GUAIRA	123,99	106,36	102,56	127,79	76,80	153,55	45,86	184,49	13,76	216,59	7,91	222,44	13,76	216,59	13,76	216,59
38	HAUER	197,72	206,96	156,02	248,66	105,90	298,78	45,69	358,99	39,36	365,32	31,86	372,82	3,61	401,07	3,61	401,07
17	HUGO LANGE	68,13	39,37	60,20	47,30	50,66	56,84	39,21	68,29	35,83	71,67	30,59	76,91	23,06	84,44	21,12	86,38
7	JD. BOTÂNICO	169,14	108,56	147,26	130,44	120,97	156,73	89,39	188,31	72,36	205,34	55,76	221,93	34,05	243,65	10,21	267,49
22	JD. DAS AMÉRICAS	178,53	135,77	151,17	163,13	118,29	196,01	78,79	235,51	54,75	259,55	47,37	266,93	21,25	293,05	1,47	312,83
15	JUVEVÊ	63,76	59,67	51,74	71,69	37,29	86,14	19,93	103,50	18,23	105,20	12,39	111,04	7,94	115,49	7,94	115,49
40	LINDÓIA	57,78	58,65	45,96	70,47	31,75	84,68	14,69	101,74	7,48	108,95	5,56	110,87	7,48	108,95	7,48	108,95
12	MERCÊS	113,87	73,56	99,05	88,38	81,24	106,19	59,84	127,59	50,01	137,42	40,93	146,49	26,61	160,82	10,87	176,56
41	NOVO MUNDO	130,96	130,35	104,69	156,62	73,12	188,19	35,20	226,11	21,31	240,00	17,43	243,22	21,31	240,00	21,31	240,00
25	PAROLIN	110,61	115,09	87,41	138,29	59,55	166,15	26,06	199,64	14,07	211,63	10,08	215,62	14,07	211,63	14,07	211,63
32	PILARZINHO	166,64	48,28	156,92	58,00	145,23	69,69	131,18	83,74	115,18	99,74	99,52	115,40	88,23	126,69	75,83	139,09
27	PORTÃO	58,96	55,57	47,76	66,77	34,30	80,23	18,13	96,40	16,13	98,40	13,01	101,52	6,50	108,03	6,50	108,03
24	PRADO VELHO	125,69	118,22	101,86	142,05	73,24	170,67	38,84	205,07	35,25	208,66	48,57	194,94	14,83	229,08	14,83	229,08
8	REBOUÇAS	136,60	160,96	104,16	193,40	65,18	232,38	18,35	279,21	15,77	281,79	7,05	290,65	15,77	281,79	15,77	281,79
2	SÃO FRANCISCO	69,55	65,13	56,43	78,25	40,66	94,02	21,71	112,97	19,87	114,81	15,95	118,72	8,64	126,04	8,64	126,04
33	SÃO LOURENÇO	172,47	52,64	161,86	63,25	149,12	75,99	133,80	91,31	116,84	108,27	104,55	120,50	92,82	132,29	79,87	145,24
49	TABOÃO	2,25	0,50	2,15	0,60	2,03	0,72	1,88	0,87	1,60	1,15	1,57	1,18	1,45	1,30	1,33	1,42
37	UBERABA	439,18	228,22	393,18	274,22	337,92	329,48	271,52	395,88	159,14	508,26	139,97	527,42	88,37	579,03	54,81	612,59
31	VISTA ALEGRE	97,26	35,97	90,01	43,22	81,30	51,93	70,83	62,40	62,14	71,09	52,12	81,18	44,11	89,12	35,39	97,84
57	XAXIM	155,59	111,81	133,06	134,34	105,98	161,42	73,45	193,95	40,68	226,72	30,41	233,99	18,50	248,90	18,50	248,90
<b>TOTAL</b>		<b>5.079,55</b>	<b>3.705,05</b>	<b>4.332,87</b>	<b>4.451,73</b>	<b>3.435,71</b>	<b>5.348,89</b>	<b>2.357,75</b>	<b>6.426,85</b>	<b>1.801,97</b>	<b>6.982,63</b>	<b>1.512,62</b>	<b>7.271,98</b>	<b>1.068,78</b>	<b>7.715,82</b>	<b>833,73</b>	<b>7.950,87</b>

Imagens de satélites: (1988); (1996); (1999).



Os coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$ ,  $a_2$ , são obtidos por:

$$\Sigma y = a_0 + a_1 \Sigma x + a_2 \Sigma x^2 \quad (3.6)$$

$$\Sigma xy = a_0 \Sigma x + a_1 \Sigma x^2 + a_2 \Sigma x^3 \quad (3.7)$$

$$\Sigma x^2 y = a_0 \Sigma x^2 + a_1 \Sigma x^3 + a_2 \Sigma x^4 \quad (3.8)$$

O sistema de equações para a 1ª parábola (1850 – 1990):

$$40.126,72 = 14 a_0 + 280 a_2 \quad (3.9)$$

$$94.803,55 = 280 a_1 \quad (3.10)$$

$$887.819,67 = 280 a_0 + 9.352 a_2 \quad (3.11)$$

Obtendo-se a parábola:

$$y = 2.135,95 + 338,60 x + 33,64 x^2 \quad (3.12)$$

Sabendo-se que:

$$y = A_{\text{impermeável}}$$

e

$$x = \left( \frac{A_t - A_m}{10} \right)$$

Sendo:  $A_t$  = Ano t

$A_m$  = Ano mediano (1920)

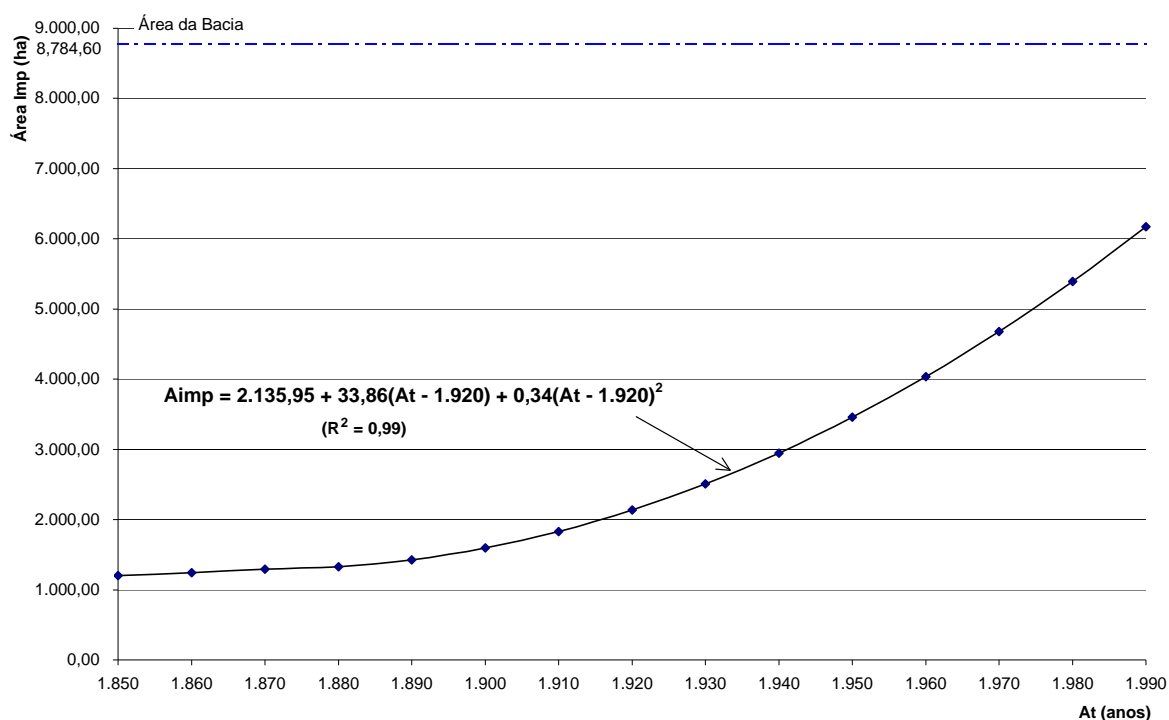
e substituindo na Equação (3.12), temos para o período 1850 – 1990:

$$A_{\text{imp}} = 2.135,95 + 33,86 (A_t - 1920) + 0,34 (A_t - 1920)^2 \quad (3.13)$$

Onde:  $A_{\text{imp}}$  = Área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha);

$A_t$  = Ano t.

A Equação (3.13) está representada graficamente na Figura 3.17.



**Figura 3.17** Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60$  ha) (Período: 1850 – 1990)

Para a 2ª parábola (1990 – 2020), o sistema de equações é:

$$36.347,87 = 5 a_0 + 10 a_2 \quad (3.14)$$

$$3.780,67 = 10 a_1 \quad (3.15)$$

$$72.208,21 = 10 a_0 + 34 a_2 \quad (3.16)$$

Obtendo-se a parábola:

$$y = 7.271,98 + 378,07 x - 34,82 x^2 \quad (3.17)$$

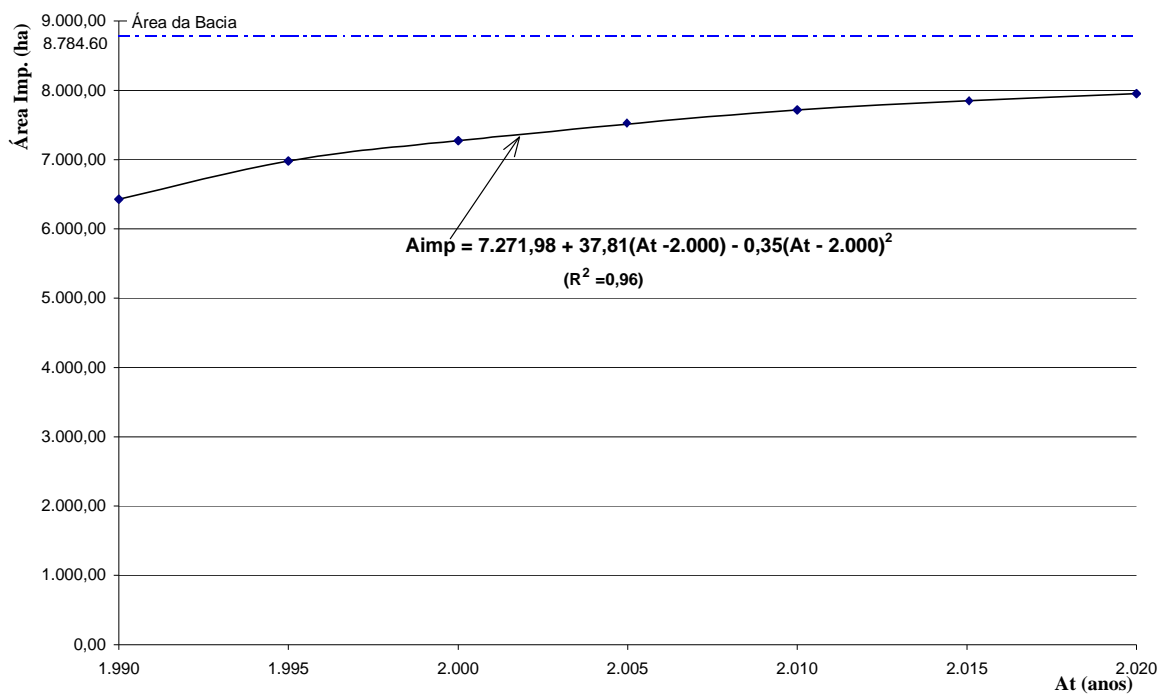
Sendo  $A_m = 2000$  e, substituindo na Equação (3.17), tem-se para o período 1990 – 2020:

$$A_{imp} = 7.271,98 + 37,81 (A_t - 2000) - 0,35 (A_t - 2000)^2 \quad (3.18)$$

Onde:  $A_{imp}$  = Área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha);

$A_t$  = Ano t.

A Equação (3.18) está representada no gráfico da Figura 3.18.



**Figura 3.18** Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60$  ha) (Período: 1990 – 2020)

### 3.1.2.2 Pela Metodologia da Densidade Habitacional (Demográfica)

Para comparação dos valores das áreas permeáveis e impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, obtidos pela metodologia do Sensoriamento Remoto, fizeram-se as equivalências do ano de 1988 ao censo de 1991, e de 1999 à previsão populacional do ano 2000, determinando-se pela metodologia proposta por TUCCI (2000), os valores do coeficiente de escoamento superficial  $C$ , por:

$$C = C_p (1 + 0,0936 \text{ DH}) \quad (3.19)$$

Onde:  $C$  = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$C_p$  = coeficiente de escoamento superficial para condições de pré-desenvolvimento (Tabela 3.4);

DH = densidade habitacional (demográfica) no ano considerado (Tabela 3.3);

e a taxa de impermeabilização dos solos AI, obtida por:

$$C = 0,047 + 0,90 \text{ AI} \quad (3.20)$$

Onde: AI = taxa de impermeabilização dos solos (%);

$C$  = definido anteriormente;

cujos resultados estão indicados nas Tabelas 3.12, 3.13 e 3.14.

**Tabela 3.12** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (1991)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)		Rio Belém			
		Total	Belém	C	AI (%)	Aimp (ha)	Aperm (ha)
50	ABRANCHES	431,80	259,16	0,23	20,3150	87,72	171,44
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25	0,79	83,0228	395,52	67,73
14	AHÚ	184,40	185,58	0,51	51,0075	94,06	91,52
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86	0,56	56,9895	50,26	37,60
5	ALTO DA RUA XV	150,40	147,43	0,57	57,7134	86,80	60,63
35	BACACHERI	698,10	4,89	0,33	31,8049	1,56	3,33
52	BARREIRINHA	373,30	109,93	0,41	40,4244	44,44	65,49
10	BATEL	176,00	169,43	0,60	60,9582	107,29	62,14
11	BIGORRILHO	350,30	88,99	0,50	50,4167	44,87	44,12
34	BOA VISTA	513,60	6,17	0,51	51,6814	3,19	2,98
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	0,33	31,7300	61,68	125,92
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,81	0,45	45,3066	670,63	541,18
16	CABRAL	204,00	200,65	0,39	38,1947	77,92	122,73
51	CACHOEIRA	306,90	84,84	0,24	21,1137	64,80	20,04
1	CENTRO	329,70	327,80	0,92	97,0000	317,97	9,83
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,81	0,51	51,2321	49,44	42,37
6	CRISTO REI	146,40	144,78	0,62	63,3710	92,78	52,00
39	FANNY	199,60	201,25	0,45	45,1100	90,04	111,21
23	GUABIROTUBA	263,10	261,05	0,43	43,0134	113,17	147,88
26	GUAÍRA	232,20	230,35	0,51	51,1156	118,69	111,66
38	HAUER	402,10	404,68	0,47	47,4175	190,67	214,01
17	HUGO LANGE	115,00	107,50	0,34	32,0961	36,91	70,59
7	JD. BOTÂNICO	277,70	277,70	0,29	26,8112	74,32	203,38
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30	0,36	34,7204	134,51	179,79
15	JUVEVÊ	122,70	123,43	0,73	76,2919	93,61	29,82
40	LINDÓIA	118,00	116,43	0,85	89,4824	105,59	10,84
12	MERCÊS	327,60	187,43	0,45	44,7342	146,55	40,88
41	NOVO MUNDO	599,20	261,31	0,56	56,6900	148,14	113,17
25	PAROLIN	225,30	225,70	0,47	47,0638	106,03	119,67
32	PILARZINHO	713,10	214,92	0,34	32,0295	68,84	146,08
27	PORTÃO	569,50	114,53	0,56	57,0977	65,39	49,14
24	PRADO VELHO	243,00	243,91	0,31	29,5419	71,79	172,12
8	REBOUÇAS	298,20	297,56	0,49	49,4017	147,32	150,24
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,68	0,49	49,6763	67,71	66,97
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,11	0,27	24,8577	56,05	169,06
49	TABOÃO	171,50	2,75	0,17	13,6007	0,37	2,38
37	UBERABA	1.408,60	667,40	0,27	24,8660	350,26	317,14
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,23	0,29	26,4967	97,80	35,43
57	XAXIM	892,40	267,40	0,47	47,2551	126,36	141,04
	<b>TOTAL</b>	<b>14.497,20</b>	<b>8.784,60</b>	<b>0,52</b>	<b>53,0600</b>	<b>4.661,03</b>	<b>4.123,57</b>

Obs.: (1) Metodologia válida para A >200 ha e DH < 120 hab/ha.

(2) Considerando-se válido o coeficiente de escoamento superficial C, determinado para a área total do bairro (Tabela 3.4), aplicado às áreas impermeáveis desse bairro.

**Tabela 3.13** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (1996)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)		Rio Belém			
		Total (ha)	Belém	C	AI (%)	Aimp (ha)	Aperm (ha)
50	ABRANCHES	431,80	259,15	0,24	21,9623	94,83	164,32
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25	0,86	90,7521	432,34	30,91
14	AHÚ	184,40	185,58	0,49	49,6596	91,57	94,01
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86	0,57	58,2625	51,39	36,47
5	ALTO DA RU XV	150,40	151,43	0,51	51,6980	77,75	73,68
35	BACACHERI	698,10	4,89	0,33	31,1726	1,52	3,37
52	BARREIRINHA	373,30	109,92	0,40	39,7006	43,64	66,28
10	BATEL	176,00	169,43	0,58	58,8116	103,51	65,92
11	BIGORRILHO	350,30	88,99	0,62	63,8286	56,80	32,19
34	BOA VISTA	513,60	6,17	0,51	51,1073	3,15	3,02
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	0,31	28,8763	56,14	131,46
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,82	0,47	46,8042	692,80	519,02
16	CABRAL	204,00	200,65	0,41	40,3163	82,25	118,40
51	CACHOEIRA	306,90	84,84	0,24	21,5963	66,28	18,56
1	CENTRO	329,70	327,80	0,93	98,1111	321,60	6,20
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,80	0,48	48,2119	46,52	45,28
6	CRISTO REI	146,40	144,78	0,71	73,5131	107,62	37,16
39	FANNY	199,60	201,24	0,44	43,9119	87,65	113,59
23	GUABIROTUBA	263,10	261,05	0,42	41,7030	109,72	151,33
26	GUAÍRA	232,20	230,35	0,53	53,7863	124,89	105,46
38	HAUER	402,10	404,68	0,44	43,8025	176,13	228,55
17	HUGO LANGE	115,00	107,50	0,30	28,3105	32,56	74,94
7	JD. BOTÂNICO	277,70	277,69	0,29	27,2979	75,67	202,02
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30	0,37	35,9559	139,29	175,01
15	JUVEVÊ	122,70	123,43	0,76	79,7697	97,88	25,55
40	LINDÓIA	118,00	116,43	0,83	86,6224	102,21	14,22
12	MERCÊS	327,60	187,42	0,41	40,7822	133,60	53,82
41	NOVO MUNDO	599,20	260,65	0,59	60,2759	157,11	103,54
25	PAROLIN	225,30	225,70	0,47	47,5380	107,10	118,60
32	PILARZINHO	713,10	214,92	0,35	33,4190	71,82	143,10
27	PORTÃO	569,50	114,53	0,61	62,9550	72,10	42,43
24	PRADO VELHO	243,00	243,51	0,32	30,4487	73,99	169,52
8	REBOUÇAS	298,20	297,70	0,46	45,9822	137,12	160,58
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,67	0,49	49,2686	67,15	67,52
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,05	0,27	24,7911	55,90	169,15
49	TABOÃO	171,50	2,75	0,18	14,9486	0,41	2,34
37	UBERABA	1.408,60	667,39	0,32	30,6484	431,71	235,68
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,29	0,28	25,6481	94,67	38,62
57	XAXIM	892,40	264,39	0,50	50,4999	133,52	130,87
TOTAL		14.497,20	8.784,60	0,54	54,7800	4.811,94	3.972,67

Obs.: (1) Metodologia válida para A > 200 ha e DH < 120 hab/ha.

(2) Considerando-se válido o coeficiente de escoamento superficial C, determinado para a área total do bairro (Tabela 3.4), aplicado às áreas impermeáveis desse bairro.

**Tabela 3.14** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional (2000)

Nº	BAIRROS	Áreas		Rio Belém			
		Total	Belém	C	AI (%)	Aimp (ha)	Aperm (ha)
50	ABRANCHES	431,80	259,15	0,26	23,67	102,19	156,96
9	ÁGUA VERDE	476,40	463,25	0,94	99,22	459,65	3,60
14	AHÚ	184,40	185,58	0,53	53,67	98,96	86,62
4	ALTO DA GLÓRIA	88,20	87,86	0,62	63,67	56,15	31,71
5	ALTO DA RU XV	150,40	151,43	0,55	55,89	84,06	67,37
35	BACACHERI	698,10	4,89	0,35	33,67	1,65	3,24
52	BARREIRINHA	373,30	109,92	0,44	43,67	48,00	61,92
10	BATEL	176,00	169,43	0,62	63,67	112,05	57,38
11	BIGORRILHO	350,30	88,99	0,67	69,22	61,60	27,39
34	BOA VISTA	513,60	6,17	0,55	55,89	3,45	2,72
13	BOM RETIRO	194,40	187,60	0,33	31,44	61,13	126,47
56	BOQUEIRÃO	1.480,20	1.211,82	0,51	51,44	761,48	450,34
16	CABRAL	204,00	200,65	0,44	43,67	89,08	111,57
51	CACHOEIRA	306,90	84,84	0,26	23,67	72,63	12,21
1	CENTRO	329,70	327,80	1,00	100,00	329,70	0,00
3	CENTRO CÍVICO	96,50	91,80	0,52	52,56	50,72	41,08
6	CRISTO REI	146,40	144,78	0,77	80,33	117,61	27,17
39	FANNY	199,60	201,24	0,48	48,11	96,03	105,21
26	GUABIROTUBA	263,10	261,05	0,45	44,78	117,81	143,24
23	GUAÍRA	232,20	230,35	0,58	59,22	137,51	92,84
38	HAUER	402,10	404,68	0,47	47,00	188,99	215,69
17	HUGO LANGE	115,00	107,50	0,32	30,33	34,88	72,62
7	JD. BOTÂNICO	277,70	277,69	0,31	29,22	81,00	196,69
22	JD. DAS AMÉRICAS	387,40	314,30	0,40	39,22	151,95	162,35
15	JUVEVÊ	122,70	123,43	0,83	87,00	106,75	16,68
40	LINDÓIA	118,00	116,43	0,90	94,78	111,84	4,59
12	MERCÊS	327,60	187,42	0,45	44,78	146,69	40,73
41	NOVO MUNDO	599,20	260,65	0,64	65,89	171,74	88,91
25	PAROLIN	225,30	225,70	0,51	51,44	115,90	109,80
32	PILARZINHO	713,10	214,92	0,37	35,89	77,13	137,79
27	PORTÃO	569,50	114,53	0,67	69,22	79,28	35,25
24	PRADO VELHO	243,00	243,51	0,34	32,56	79,11	164,40
8	REBOUÇAS	298,20	297,70	0,50	50,33	150,09	147,61
2	SÃO FRANCISCO	136,30	134,67	0,53	53,67	73,15	61,52
33	SÃO LOURENÇO	225,50	225,05	0,29	27,00	60,89	164,17
49	TABOÃO	171,50	2,75	0,19	15,89	0,44	2,31
37	UBERABA	1.408,60	667,39	0,35	33,67	474,23	193,16
31	VISTA ALEGRE	369,10	133,29	0,30	28,11	103,76	29,53
57	XAXIM	892,40	264,39	0,54	54,78	144,83	119,56
	<b>TOTAL</b>	<b>14.497,20</b>	<b>8.784,60</b>	<b>0,58</b>	<b>59,36</b>	<b>5.214,11</b>	<b>3.570,49</b>

Obs.: (1) Metodologia válida para A > 200ha e DH < 120 hab/ha.

(2) Considerando-se válido o coeficiente de escoamento superficial C, determinado para a área total do bairro (Tabela 3.4), aplicado às áreas impermeáveis desse bairro.

Considerando os valores das taxas de impermeabilização dos solos AI, para o Município de Curitiba, Tabela 3.4, e, os valores de AI da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para os anos de 1991, 1996 e 2000 (Tabelas 3.12, 3.13 e 3.14), e, em direta proporcionalidade, projetando-se para os períodos anteriores a 1991 e posteriores a 2000, obtém-se na Tabela 3.15, a evolução das áreas impermeáveis da Bacia, compreendida no período entre 1820 e 2020.

**Tabela 3.15** Evolução das áreas impermeáveis da bacia hidrográfica urbana do Rio Belém pela metodologia da Densidade Habitacional ( $A = 8.784,60$  ha)

ANO	C	AI (%)	A <sub>imp</sub> (ha)	A <sub>perm</sub> (ha)
1820	0,05	0,43	37,77	8.746,83
1872	0,05	0,50	43,92	8.740,68
1890	0,06	1,00	87,85	8.696,75
1900	0,07	2,00	175,69	8.608,91
1920	0,08	3,17	278,47	8.506,13
1940	0,10	5,67	498,09	8.286,51
1950	0,11	7,30	641,28	8.143,32
1960	0,18	14,58	1.280,79	7.503,81
1970	0,27	24,57	2.158,34	6.626,26
1980	0,42	41,36	3.633,25	5.151,35
1991	0,52	53,06	4.661,03	4.123,57
1996	0,54	54,78	4.811,94	3.972,66
2000	0,58	59,36	5.214,11	3.570,49
2010	0,70	72,43	6.362,54	2.422,06
2020	0,82	85,67	7.525,59	1.259,01

Com os pares de valores (áreas impermeáveis x ano), indicados na Tabela 3.15, e ajustando-os pela Equação (3.5), para o período compreendido entre 1920 e 2020, tem-se:

$$y = 2.335,33 + 769,75 x + 63,21 x^2 \quad (3.21)$$

Para o ano mediano 1970 e  $y = A_{imp}$ , a Equação (3.21) fica:

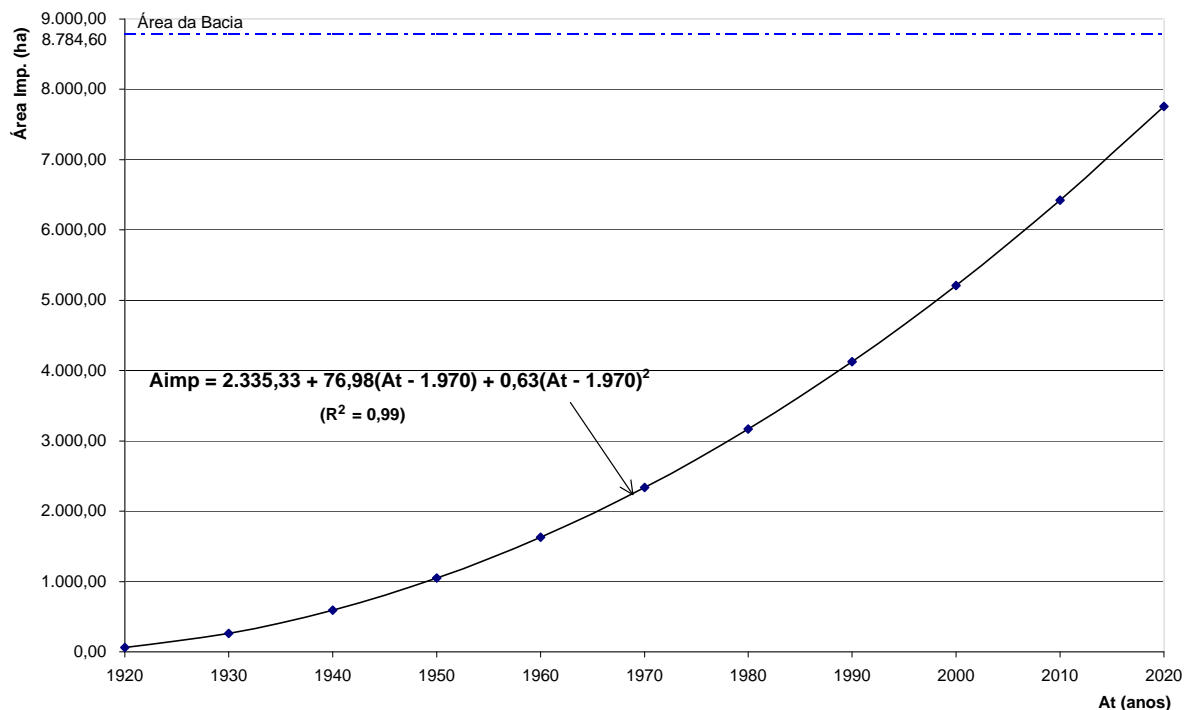
$$A_{imp} = 2.335,33 + 76,98 (A_t - 1970) + 0,63 (A_t - 1970)^2 \quad (3.22)$$



Onde:  $A_{imp}$  = Área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha);

$A_t$  = Ano t.

A Equação (3.22) está representada graficamente na Figura 3.19.



**Figura 3.19** Evolução das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 8.784,60$  ha) (Período: 1920 – 2020)

Na evolução da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para um período compreendido entre 1920 e 2020, os valores obtidos pelas metodologias do Sensoriamento Remoto (SR) e da Densidade Habitacional (DH) estão indicados na Tabela 3.16.

**Tabela 3.16** Evolução da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (1820 – 2020)

ANO	Sensoriamento Remoto (SR)				Densidade Habitacional (DH)			
	C	AI (%)	A <sub>imp</sub> (ha)	A <sub>perm</sub> (ha)	C	AI (%)	A <sub>imp</sub> (ha)	A <sub>perm</sub> (ha)
1820	0,15	11,66	1.024,83	7.759,77	0,05	0,43	37,77	8.746,83
1872	0,18	14,73	1.294,03	7.490,57	0,05	0,50	43,92	8.740,68
1890	0,19	16,23	1.426,15	7.358,45	0,06	1,00	87,85	8.696,75
1900	0,21	18,15	1.594,75	7.189,85	0,07	2,00	175,69	8.608,91
1920	0,27	24,31	2.135,95	6.648,65	0,08	3,17	278,47	8.506,13
1940	0,35	33,57	2.949,15	5.835,45	0,10	5,67	498,09	8.286,51
1950	0,40	39,36	3.457,75	5.326,85	0,11	7,30	641,28	8.143,32
1960	0,46	45,92	4.034,25	4.750,25	0,18	14,58	1.280,79	7.503,81
1970	0,53	53,26	4.678,95	4.105,65	0,27	24,57	2.158,34	6.626,26
1980	0,60	61,37	5.391,55	3.393,08	0,42	41,36	3.633,25	5.151,35
1991	0,71	73,16	6.426,85	2.357,75	0,52	53,06	4.661,03	4.123,57
1996	0,76	79,49	6.982,63	1.801,97	0,54	54,78	4.811,94	3.972,66
2000	0,79	82,78	7.271,98	1.512,62	0,58	59,36	5.214,11	3.570,49
2010	0,83	86,69	7.615,08	1.169,52	0,70	72,43	6.362,54	2.422,06
2020	0,85	89,80	7.888,18	896,42	0,82	85,67	7.525,59	1.259,01

(Área total da bacia de drenagem = 8.784,60 ha)

A diferença significativa entre os valores calculados da Tabela 3.16, deve-se ao fato de que a metodologia da Densidade Habitacional (DH) não considera como áreas impermeáveis dos solos, a somatória das superfícies das lâminas de água, de toda a malha fluvial dos córregos e rios de uma bacia hidrográfica.

A diferença entre as metodologias tende a diminuir com o crescimento populacional na Bacia, chegando a apenas 4,13% no ano de 2020, com uma população estimada em 700.000 habitantes, quando atingir-se-á a saturação da impermeabilização dos solos, cerca de 90% da área da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. Os 10% (dez por cento) de áreas permeáveis remanescentes da Bacia, nunca poderão ser totalmente impermeabilizados, sob pena e risco do uso e ocupação dos solos das áreas de preservação permanente da Bacia, tais como Parque São Lourenço, Parque da Pedreira, Bosque João Paulo II, Passeio Público, Jardim Botânico, entre outros.

Como a metodologia da Densidade Habitacional (DH) desconsidera áreas impermeáveis as superfícies das lâminas de água da malha fluvial da Bacia, todas as análises subsequentes estarão embasadas na evolução da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela metodologia do Sensoriamento Remoto (SR).

### 3.1.3 Precipitações Pluviais Críticas

Para obtenção da relação “permeabilidade artificial” dos solos na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, selecionou-se o local com maior número de dados hidrológicos significativos e, portanto, a mesma foi limitada a área de drenagem parcial  $A = 4.200$  ha, junto da seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho (Figura 3.5).

Desta maneira, procedeu-se a discretização da bacia hidrográfica urbana, a partir de sua área total de drenagem, em termos da impermeabilização dos solos, tempos de concentração da bacia, etc.

Das Tabelas 3.10 e 3.11 foram extraídos os dados da evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana Parcial do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ), os quais estão indicados nas Tabelas 3.17 e 3.18. Identicamente, nas Tabelas 3.19, 3.20 e 3.21 são encontradas as áreas permeáveis e impermeáveis para as três litologias que compõe os solos da bacia hidrográfica, obtidas pelo Sensoriamento Remoto em 1988, 1996 e 1999, respectivamente.

**Tabela 3.17** Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1820 - 1950)

Nº	BAIRROS	TOTAL (ha)	1820		1872		1890		1900		1920		1940		1950	
			Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.
50	ABRANCHES	259,16	244,15	15,01	241,12	18,04	237,48	21,68	233,11	26,05	227,87	31,29	221,56	37,60	213,98	45,18
9	ÁGUA VERDE	463,25	402,86	60,39	390,69	72,56	376,07	87,18	358,50	104,75	337,39	125,86	312,03	151,22	281,55	181,70
14	AHÚ	185,58	165,71	19,87	161,70	23,88	156,89	28,69	151,11	34,47	144,16	41,42	135,81	49,77	125,78	59,80
4	ALTO DA GLÓRIA	87,86	77,00	10,86	74,81	13,05	72,18	15,68	69,02	18,84	65,22	22,64	60,66	27,20	55,18	32,68
5	ALTO DA RUA XV	147,43	126,89	20,54	122,75	24,68	117,77	29,66	111,80	35,63	104,62	42,81	95,99	51,44	85,62	61,81
35	BACACHERI	4,89	4,36	0,53	4,25	0,64	4,12	0,77	3,97	0,92	3,78	1,11	3,56	1,33	3,29	1,60
52	BARREIRINHA	109,93	101,25	8,68	99,50	10,43	97,40	12,53	94,87	15,06	91,84	18,09	88,19	21,74	83,81	26,12
10	BATEL	169,43	146,81	22,62	142,25	27,18	136,77	32,66	130,19	39,24	122,28	47,15	112,78	56,65	101,37	68,06
11	BIGORRILHO	88,99	76,87	12,12	74,43	14,56	71,49	17,50	67,97	21,02	63,73	25,26	58,64	30,35	52,53	36,46
34	BOA VISTA	6,17	5,38	0,79	5,22	0,95	5,02	1,15	4,79	1,38	4,51	1,66	4,18	1,99	3,78	2,39
13	BOM RETIRO	187,60	168,65	18,95	164,84	22,76	160,25	27,35	154,74	32,86	148,11	39,49	140,16	47,44	130,59	57,01
16	CABRAL	200,65	179,89	20,76	175,71	24,94	170,68	29,97	164,64	36,01	157,38	43,27	148,66	51,99	138,18	62,47
51	CACHOEIRA	84,84	80,11	4,73	79,16	5,68	78,02	6,82	76,64	8,20	74,99	9,85	73,00	11,84	70,62	14,22
1	CENTRO	327,80	279,74	48,06	270,05	57,75	258,41	69,39	244,43	83,37	227,63	100,17	207,44	120,36	183,18	144,62
3	CENTRO CÍVICO	91,81	81,34	10,47	79,23	12,58	76,69	15,12	73,65	18,16	69,98	21,83	65,59	26,22	60,30	31,51
6	CRISTO REI	144,78	127,62	17,16	124,16	20,62	120,01	24,77	115,02	29,76	109,02	35,76	101,81	42,97	93,15	51,63
17	HUGO LANGE	107,50	96,61	10,89	94,42	13,08	91,78	15,72	88,61	18,89	84,80	22,70	80,23	27,27	74,73	32,77
7	JD. BOTÂNICO	177,70	158,51	19,22	154,64	23,09	149,98	27,74	144,39	33,34	137,68	40,05	129,60	48,13	119,90	57,82
15	JUVEVÊ	123,43	106,93	16,50	103,60	19,83	99,60	23,83	94,80	28,63	89,03	34,40	82,10	41,33	73,77	49,66
12	MERCÊS	187,43	167,08	20,35	162,98	24,45	158,06	29,37	152,14	35,29	145,03	42,40	136,48	50,95	126,21	61,22
32	PILARZINHO	214,92	201,57	13,35	198,88	16,04	195,64	19,28	191,76	23,16	187,09	27,83	181,48	33,44	174,74	40,18
24	PRADO VELHO	35,52	30,84	4,77	29,87	5,73	28,72	6,89	27,33	8,28	25,66	9,95	23,65	11,96	21,24	14,36
8	REBOUÇAS	297,56	253,04	44,52	244,06	53,50	233,28	64,28	220,33	77,23	204,77	92,79	186,06	111,50	163,59	133,97
2	SÃO FRANCISCO	134,68	116,67	18,01	113,04	21,64	108,67	26,01	103,43	31,25	97,13	37,55	89,57	45,11	80,48	54,20
33	SÃO LOURENÇO	225,11	210,55	14,56	207,62	17,49	204,09	21,02	199,85	25,26	194,76	30,35	188,65	36,46	181,30	43,81
49	TABOÃO	2,75	2,61	0,14	2,58	0,17	2,55	0,20	2,51	0,24	2,46	0,29	2,40	0,35	2,33	0,42
31	VISTA ALEGRE	133,23	123,28	9,95	121,27	11,96	118,86	14,37	115,97	17,26	112,49	20,74	108,31	24,92	103,29	29,94
<b>TOTAL</b>		<b>4.200,00</b>	<b>3.736,30</b>	<b>463,82</b>	<b>3.642,82</b>	<b>557,29</b>	<b>3.530,51</b>	<b>669,60</b>	<b>3.395,56</b>	<b>804,56</b>	<b>3.233,43</b>	<b>966,69</b>	<b>3.038,60</b>	<b>1.161,52</b>	<b>2.804,52</b>	<b>1.395,58</b>

**Tabela 3.18** Evolução da impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (ha) (Período: 1960 - 2020)

1960		1970		1980		1991 (1988)		1996		2000 (1999)		2010		2020	
Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.	Perm.	Imperm.
204,88	54,28	193,94	65,22	180,79	78,37	165,00	94,16	141,52	117,63	128,53	130,62	115,76	143,40	101,73	157,43
244,93	218,32	200,93	262,32	148,07	315,18	84,55	378,70	78,33	384,92	62,07	401,18	40,67	422,58	40,67	422,58
113,73	71,85	99,25	86,33	81,85	103,73	60,95	124,63	50,54	135,04	36,80	148,78	22,24	163,34	6,26	179,32
48,59	39,27	40,68	47,18	31,17	56,69	19,75	68,11	17,43	70,43	12,01	75,85	4,59	83,27	2,97	84,89
73,17	74,26	58,20	89,23	40,22	107,21	18,61	128,82	19,62	127,78	15,64	131,77	3,34	144,09	3,34	144,09
2,97	1,92	2,58	2,31	2,12	2,77	1,56	3,33	1,51	3,38	1,48	3,41	1,15	3,74	0,78	4,11
78,55	31,38	72,22	37,71	64,62	45,31	55,49	54,44	40,26	69,66	27,71	82,21	19,68	90,25	10,84	99,09
87,65	81,78	71,17	98,26	51,36	118,07	27,57	141,86	25,73	143,70	19,62	149,81	11,67	157,76	11,67	157,76
45,18	43,81	36,35	52,64	25,74	63,25	12,99	76,00	11,85	77,14	7,55	81,44	4,30	84,69	4,30	84,69
3,30	2,87	2,72	3,45	2,03	4,14	1,19	4,98	1,10	5,07	0,82	5,35	0,30	5,87	0,06	6,11
119,11	68,49	105,30	82,30	88,72	98,88	68,79	118,81	63,94	123,66	52,73	134,87	39,53	148,07	25,04	162,56
125,60	75,05	110,47	90,18	92,30	108,35	70,46	130,19	71,10	129,55	59,79	140,86	46,01	154,64	30,87	169,78
67,75	17,09	64,31	20,53	60,17	24,67	55,20	29,64	38,40	46,44	31,41	53,44	26,17	58,67	20,43	64,41
154,04	173,76	119,02	208,78	76,94	250,86	26,39	301,41	22,42	305,38	13,18	314,61	22,42	305,38	22,42	305,38
53,95	37,86	46,32	45,49	37,15	54,66	26,14	65,67	23,93	67,87	22,02	69,79	15,19	76,62	7,69	84,12
82,75	62,03	70,25	74,53	55,23	89,55	37,18	107,60	30,11	114,67	23,62	121,16	11,76	133,02	6,57	138,21
68,13	39,37	60,20	47,30	50,66	56,84	39,21	68,29	35,83	71,67	30,59	76,91	23,06	84,44	21,12	86,38
108,25	69,48	94,25	83,48	77,42	100,31	57,21	120,52	46,30	131,40	35,68	142,01	21,79	155,94	6,53	171,19
63,76	59,67	51,74	71,69	37,29	86,14	19,93	103,50	18,23	105,20	12,39	111,04	7,94	115,49	7,94	115,49
113,87	73,56	99,05	88,38	81,24	106,19	59,84	127,59	50,00	137,42	40,93	146,49	26,61	160,82	10,87	176,56
166,64	48,28	156,92	58,00	145,23	69,69	131,18	83,74	115,18	99,74	99,52	115,40	88,23	126,69	75,83	139,09
18,35	17,26	14,87	20,74	10,69	24,92	5,67	29,94	5,08	30,39	7,07	28,39	2,16	33,45	2,16	33,45
136,60	160,96	104,16	193,40	65,18	232,38	18,35	279,21	15,91	281,79	7,05	290,65	15,77	281,79	15,77	281,79
69,55	65,13	56,43	78,25	40,66	94,02	21,71	112,97	19,86	114,81	15,95	118,72	8,64	126,04	8,64	126,04
172,47	52,64	161,86	63,25	149,12	75,99	133,80	91,31	116,78	108,27	104,55	120,50	92,82	132,29	79,87	145,24
2,25	0,50	2,15	0,60	2,03	0,72	1,88	0,87	1,60	1,15	1,57	1,18	1,45	1,30	1,33	1,42
97,26	35,97	90,01	43,22	81,30	51,93	70,83	62,40	62,20	71,09	52,12	81,18	44,11	89,12	35,39	97,84
<b>2.523,27</b>	<b>1.676,85</b>	<b>2.185,34</b>	<b>2.014,78</b>	<b>1.779,12</b>	<b>2.420,88</b>	<b>1.291,50</b>	<b>2.908,50</b>	<b>1.124,76</b>	<b>3.075,24</b>	<b>922,32</b>	<b>3.277,68</b>	<b>717,36</b>	<b>3.482,64</b>	<b>561,12</b>	<b>3.638,88</b>

**Tabela 3.19** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (27/03/1988)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)								
		Belém	PERMEÁVEIS				IMPERMEÁVEIS			
			K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	259,16	165,00	0,00	0,00	165,00	94,16	0,00	0,00	94,16
9	ÁGUA VERDE	463,25	0,00	80,95	3,60	84,55	0,00	372,16	6,54	378,70
14	AHÚ	185,58	29,65	29,42	1,88	60,95	49,80	70,55	4,28	124,63
4	ALTO DA GLÓRIA	87,86	0,00	19,75	0,00	19,75	0,00	68,11	0,00	68,11
5	ALTO DA RUA XV	147,43	0,00	11,80	6,81	18,61	0,00	88,62	40,20	128,82
35	BACACHERI	4,89	0,00	1,56	0,00	1,56	0,00	3,33	0,00	3,33
52	BARREIRINHA	109,93	44,10	11,39	0,00	55,49	40,72	13,72	0,00	54,44
10	BATEL	169,43	0,00	27,57	0,00	27,57	0,00	141,86	0,00	141,86
11	BIGORRILHO	88,99	0,00	12,99	0,00	12,99	0,00	76,00	0,00	76,00
34	BOA VISTA	6,17	0,00	1,19	0,00	1,19	0,00	4,98	0,00	4,98
13	BOM RETIRO	187,60	51,15	15,66	1,98	68,79	91,29	24,88	2,64	118,81
16	CABRAL	200,65	0,00	70,46	0,00	70,46	0,00	130,19	0,00	130,19
51	CACHOEIRA	84,84	55,20	0,00	0,00	55,20	29,64	0,00	0,00	29,64
1	CENTRO	327,80	0,00	18,18	8,21	26,39	0,00	202,14	99,27	301,41
3	CENTRO CÍVICO	91,81	0,00	12,27	13,87	26,14	0,00	33,74	31,93	65,67
6	CRISTO REI	144,78	0,00	34,34	2,84	37,18	0,00	95,88	11,72	107,60
17	HUGO LANGE	107,50	0,00	30,31	8,90	39,21	0,00	39,60	28,69	68,29
7	JD. BOTÂNICO	177,70	0,00	36,74	20,46	57,20	0,00	81,41	39,09	120,50
15	JUVEVÊ	123,43	0,00	19,93	0,00	19,93	0,00	103,50	0,00	103,50
12	MERCÊS	187,43	11,76	48,08	0,00	59,84	13,58	114,01	0,00	127,59
32	PILARZINHO	214,92	131,18	0,00	0,00	131,18	83,74	0,00	0,00	83,74
24	PRADO VELHO	35,52	0,00	2,10	3,55	5,66	0,00	6,75	23,12	29,86
8	REBOUÇAS	297,56	0,00	8,44	9,91	18,35	0,00	140,60	138,61	279,21
2	SÃO FRANCISCO	134,68	3,71	18,00	0,00	21,71	7,69	105,28	0,00	112,97
33	SÃO LOURENÇO	225,11	112,37	21,43	0,00	133,80	78,24	13,07	0,00	91,31
49	TABOÃO	2,75	1,88	0,00	0,00	1,88	0,87	0,00	0,00	0,87
31	VISTA ALEGRE	133,23	70,83	0,00	0,00	70,83	62,40	0,00	0,00	62,40
	<b>TOTAL</b>	<b>4.200,00</b>	<b>676,83</b>	<b>532,56</b>	<b>82,01</b>	<b>1.291,41</b>	<b>552,13</b>	<b>1.930,37</b>	<b>426,09</b>	<b>2.908,59</b>

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.20** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (18/04/1996)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)								
		Belém	PERMEÁVEIS				IMPERMEÁVEIS			
			K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	259,16	141,52	0,00	0,00	141,52	117,63	0,00	0,00	117,63
9	ÁGUA VERDE	463,25	0,00	75,61	2,72	78,33	0,00	377,45	7,47	384,92
14	AHÚ	185,58	22,58	26,03	1,93	50,54	57,03	73,70	4,31	135,04
4	ALTO DA GLÓRIA	87,86	0,00	17,43	0,00	17,43	0,00	70,43	0,00	70,43
5	ALTO DA RUA XV	147,43	0,00	14,00	5,62	19,62	0,00	87,56	40,22	127,78
35	BACACHERI	4,89	0,00	1,51	0,00	1,51	0,00	3,38	0,00	3,38
52	BARREIRINHA	109,93	32,64	7,62	0,00	40,26	52,21	17,45	0,00	69,66
10	BATEL	169,43	0,00	25,73	0,00	25,73	0,00	143,70	0,00	143,70
11	BIGORRILHO	88,99	0,00	11,85	0,00	11,85	0,00	77,14	0,00	77,14
34	BOA VISTA	6,17	0,00	1,10	0,00	1,10	0,00	5,07	0,00	5,07
13	BOM RETIRO	187,60	46,63	14,55	2,76	63,94	95,30	26,64	1,72	123,66
16	CABRAL	200,65	0,00	71,10	0,00	71,10	0,00	129,55	0,00	129,55
51	CACHOEIRA	84,84	38,40	0,00	0,00	38,40	46,44	0,00	0,00	46,44
1	CENTRO	327,80	0,00	16,07	6,35	22,42	0,00	204,35	101,03	305,38
3	CENTRO CÍVICO	91,81	0,00	12,12	11,81	23,93	0,00	34,00	33,87	67,87
6	CRISTO REI	144,78	0,00	28,16	1,95	30,11	0,00	102,31	12,36	114,67
17	HUGO LANGE	107,50	0,00	27,85	7,98	35,83	0,00	42,09	29,58	71,67
7	JD. BOTÂNICO	177,70	0,00	29,86	16,44	46,30	0,00	88,31	43,09	131,40
15	JUVEVÊ	123,43	0,00	18,23	0,00	18,23	0,00	105,20	0,00	105,20
12	MERCÊS	187,43	9,34	40,66	0,00	50,00	16,20	121,22	0,00	137,42
32	PILARZINHO	214,92	115,18	0,00	0,00	115,18	99,74	0,00	0,00	99,74
24	PRADO VELHO	35,52	0,00	1,83	3,25	5,08	0,00	6,94	23,44	30,39
8	REBOUÇAS	297,56	0,00	7,70	8,21	15,91	0,00	141,04	140,75	281,79
2	SÃO FRANCISCO	134,68	2,73	17,13	0,00	19,86	8,54	106,27	0,00	114,81
33	SÃO LOURENÇO	225,11	98,61	18,17	0,00	116,78	91,87	16,40	0,00	108,27
49	TABOÃO	2,75	1,60	0,00	0,00	1,60	1,15	0,00	0,00	1,15
31	VISTA ALEGRE	133,23	62,20	0,00	0,00	62,20	71,09	0,00	0,00	71,09
	TOTAL	4.200,00	571,43	484,31	69,01	1.124,75	657,20	1.980,21	437,84	3.075,25

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.21** Áreas permeáveis e impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (26/09/1999)

Nº	BAIRROS	ÁREAS (ha)								
		Belém	PERMEÁVEIS				IMPERMEÁVEIS			
			K1	K2	K3	TOTAL	K1	K2	K3	TOTAL
50	ABRANCHES	259,16	128,53	0,00	0,00	128,53	130,62	0,00	0,00	130,62
9	ÁGUA VERDE	463,25	0,00	59,96	2,11	62,07	0,00	387,54	13,64	401,18
14	AHÚ	185,58	16,56	19,58	0,66	36,80	66,95	79,16	2,67	148,78
4	ALTO DA GLÓRIA	87,86	0,00	12,01	0,00	12,01	0,00	75,85	0,00	75,85
5	ALTO DA RUA XV	147,43	0,00	13,28	2,36	15,64	0,00	111,55	20,21	131,77
35	BACACHERI	4,89	0,00	1,48	0,00	1,48	0,00	3,41	0,00	3,41
52	BARREIRINHA	109,93	23,53	4,18	0,00	27,71	69,81	12,40	0,00	82,21
10	BATEL	169,43	0,00	19,62	0,00	19,62	0,00	149,81	0,00	149,81
11	BIGORRILHO	88,99	0,00	7,55	0,00	7,55	0,00	81,44	0,00	81,44
34	BOA VISTA	6,17	0,00	0,82	0,00	0,82	0,00	5,35	0,00	5,35
13	BOM RETIRO	187,60	36,91	13,15	2,67	52,73	94,41	33,63	6,83	134,87
16	CABRAL	200,65	0,00	59,79	0,00	59,79	0,00	140,86	0,00	140,86
51	CACHOEIRA	84,84	31,41	0,00	0,00	31,41	53,44	0,00	0,00	53,44
1	CENTRO	327,80	0,00	8,86	4,33	13,18	0,00	211,33	103,28	314,61
3	CENTRO CÍVICO	91,81	0,00	11,10	10,93	22,02	0,00	35,16	34,63	69,79
6	CRISTO REI	144,78	0,00	21,88	1,74	23,62	0,00	112,23	8,93	121,16
17	HUGO LANGE	107,50	0,00	25,00	5,58	30,59	0,00	62,86	14,05	76,91
7	JD. BOTÂNICO	177,70	0,00	21,94	13,74	35,68	0,00	87,33	54,68	142,01
15	JUVEVÊ	123,43	0,00	12,39	0,00	12,39	0,00	111,04	0,00	111,04
12	MERCÊS	187,43	6,61	34,32	0,00	40,93	23,66	122,83	0,00	146,49
32	PILARZINHO	214,92	99,52	0,00	0,00	99,52	115,40	0,00	0,00	115,40
24	PRADO VELHO	35,52	0,00	2,84	4,24	7,07	0,00	11,39	17,00	28,39
8	REBOUÇAS	297,56	0,00	2,89	4,16	7,05	0,00	119,15	171,50	290,65
2	SÃO FRANCISCO	134,68	2,03	13,92	0,00	15,95	15,11	103,61	0,00	118,72
33	SÃO LOURENÇO	225,11	89,57	14,98	0,00	104,55	103,23	17,27	0,00	120,50
49	TABOÃO	2,75	1,57	0,00	0,00	1,57	1,18	0,00	0,00	1,18
31	VISTA ALEGRE	133,23	52,12	0,00	0,00	52,12	81,18	0,00	0,00	81,18
	TOTAL	4.200,00	488,36	381,52	52,51	922,38	754,99	2.075,21	447,42	3.277,62

K1, K2, K3 = Coeficientes de Permeabilidade dos Solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Com base nas Tabelas 3.17 e 3.18 e, utilizando a mesma metodologia para a área total da bacia de drenagem, foram estabelecidas as expressões:

- Para o período compreendido entre 1860 e 1980, com ano mediano 1920:

$$A_{imp} = 966,84 + 15,24(A_t - 1920) + 0,13(A_t - 1920)^2 \quad (3.23)$$

- Para o período compreendido entre 1980 e 2020, com ano mediano 2000:

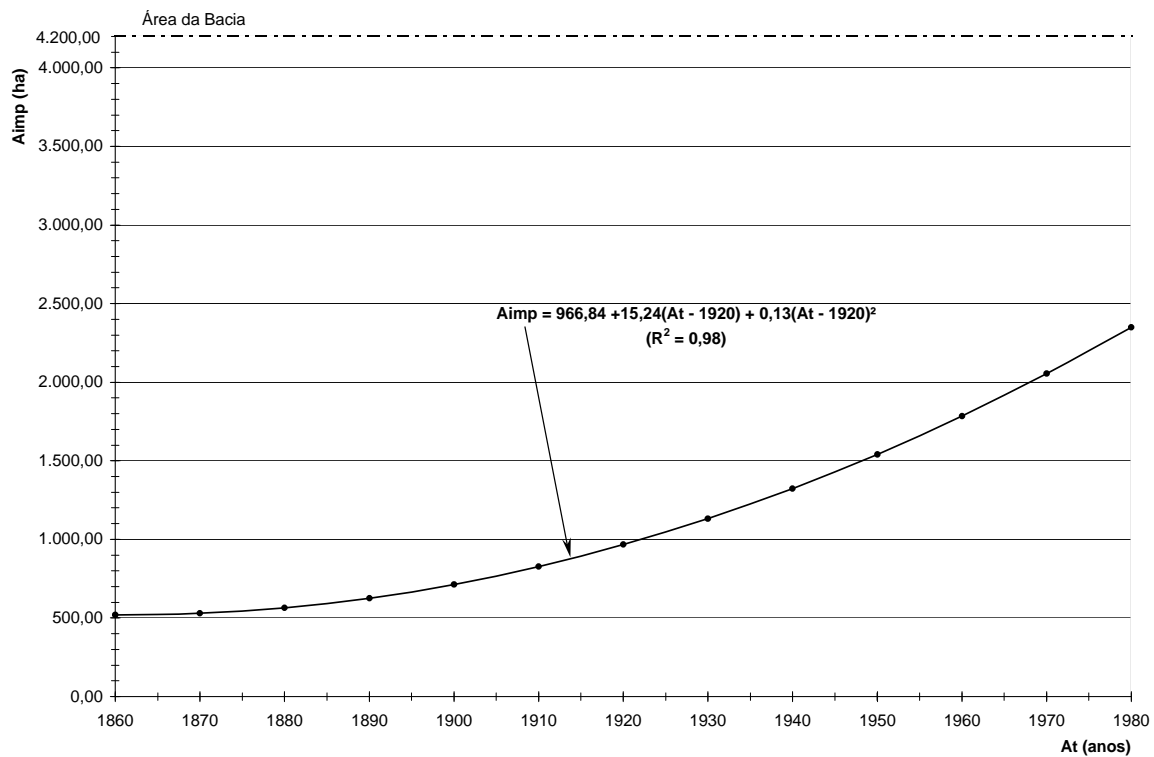
$$A_{imp} = 3.277,68 + 30,35(A_t - 2000) - 0,67(A_t - 2000)^2 \quad (3.24)$$



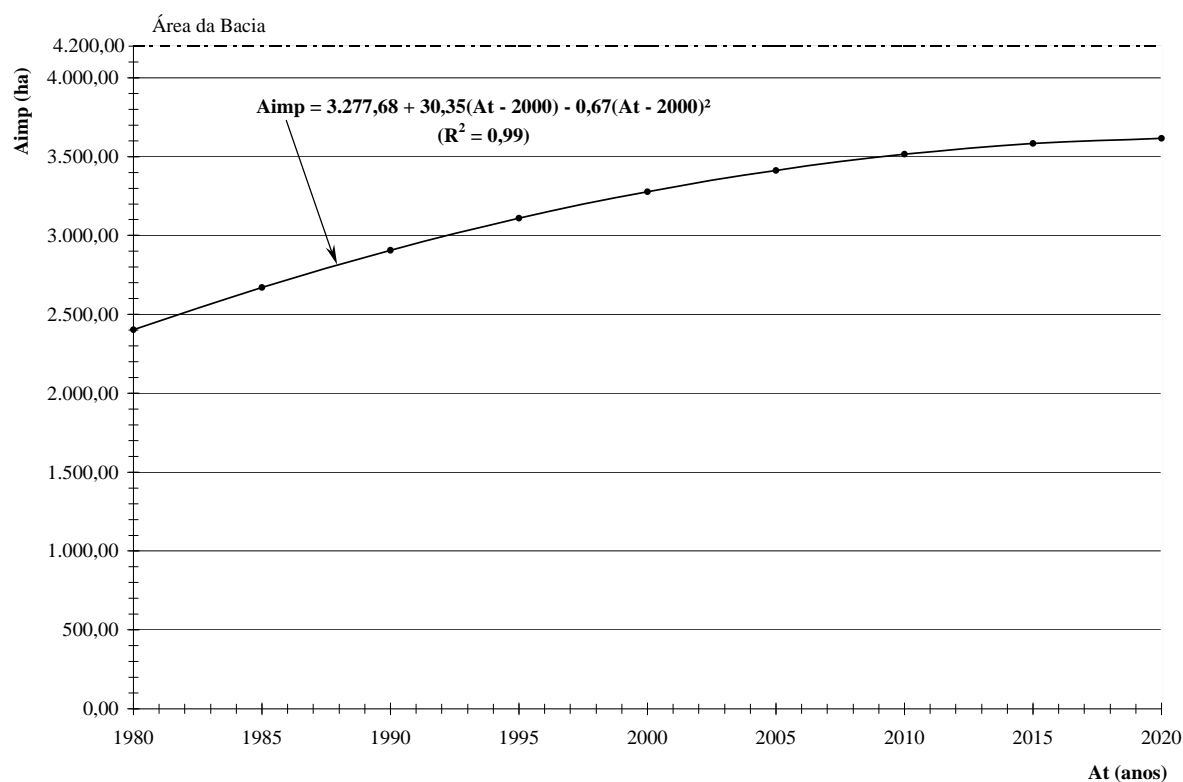
Onde:  $A_{imp}$  = Área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana Parcial do Rio Belém (ha);

$A_t$  = Ano t.

As Equações (3.23) e (3.24) estão representadas nas Figuras 3.20 e 3.21, e, as áreas permeáveis e impermeáveis da bacia, no período entre 1860 e 2020, na Tabela 3.22.



**Figura 3.20** Evolução das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1860 – 1980)



**Figura 3.21** Evolução das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1980 – 2020)

**Tabela 3.22** Áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1860-2020)

Ano	Aimp (ha)	Aperm (ha)
1860	520,44	3.679,56
1870	529,84	3.670,16
1880	565,24	3.634,76
1890	669,60	3.530,40
1900	804,56	3.395,44
1920	966,69	3.233,31
1940	1.161,52	3.038,48
1950	1.395,58	2.804,42
1960	1.676,85	2.523,15
1970	2.014,78	2.185,22
1980	2.420,88	1.779,12
1990	2.950,08	1.249,92
1995	3.054,24	1.145,76
2000	3.277,68	922,32
2010	3.482,64	717,36
2020	3.638,88	561,12

( $A = 4.200 \text{ ha}$ )

Procedeu-se ainda, a discretização das áreas permeáveis e impermeáveis da bacia

hidrográfica urbana parcial, no período compreendido entre 1987 e 2001, porque as elevações dos níveis de água do Rio Belém, registrados de forma contínua em linigramas, começaram quando da instalação do linígrafo da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho (Figura 3.5), em Setembro de 1986. Os valores dessas áreas estão indicados na Tabela 3.23.

**Tabela 3.23** Discretização das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987-2001)

Ano	Aimp (ha)	Aperm (ha)
1987	2.847,60	1.352,40
1988	2.908,50	1.291,50
1989	2.929,50	1.270,50
1990	2.950,08	1.249,92
1991	2.971,08	1.228,92
1992	2.991,66	1.208,34
1993	3.012,66	1.187,34
1994	3.033,66	1.166,34
1995	3.054,24	1.145,76
1996	3.075,24	1.124,76
1997	3.221,40	978,60
1998	3.240,30	959,70
1999	3.258,78	941,22
2000	3.277,68	922,32
2001	3.296,58	903,42

(A = 4.200 ha)

Da série histórica compreendida no período de 1987 a 2001, da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, foram escolhidos 53 eventos e, selecionadas 25 elevações do nível da água no Rio Belém, correspondentes as precipitações pluviais críticas, uniformemente distribuídas sobre a bacia hidrográfica, as quais estão indicadas na Tabela 3.24.

**Tabela 3.24** Precipitações pluviais críticas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 – 2001)

N	Data	Chuva (h: min) <sup>(*)</sup>		t <sub>d</sub> (min)	P <sub>t</sub> <sup>(*)</sup> (mm)	i <sub>m</sub> = P <sub>t</sub> / t <sub>d</sub> x 60 (mm/h)
		Início	Término			
1	20/04/87	16:00	16:50	50	11,0	13,2
2	03/10/88	15:40	16:30	50	19,7	23,6
3	28/12/88	22:00	22:40 <sup>(+)</sup>	40	24,9	37,3
4	09/01/89	16:30	17:30 <sup>(+)</sup>	60	40,8	40,8
5	14/01/90	20:20	21:20 <sup>(+)</sup>	60	21,2	21,2
6	26/01/90	17:00	17:40 <sup>(+)</sup>	40	27,5	41,2
7	02/03/90	17:00	17:40	40	26,8	40,2
8	15/03/90	03:10	04:00	50	42,2	50,6
9	09/10/90	20:50	21:40 <sup>(+)</sup>	50	24,0	28,8
10	03/02/91	18:50	19:40 <sup>(+)</sup>	50	45,9	55,1
11	07/02/92	17:30	18:00 <sup>(+)</sup>	30	10,8	21,6
12	25/10/93	03:00	03:40 <sup>(+)</sup>	40	15,4	23,1
13	14/01/94	16:30	17:00 <sup>(+)</sup>	30	30,6	61,2
14	30/01/94	21:20	22:00 <sup>(+)</sup>	40	42,6	63,9
15	20/02/94	15:50	16:10 <sup>(+)</sup>	20	11,2	33,6
16	08/11/94	19:00	19:40 <sup>(+)</sup>	40	19,2	28,8
17	13/01/95	21:00	21:30 <sup>(+)</sup>	30	19,2	38,4
18	26/02/96	16:40	17:40	60	79,6	79,6
19	08/03/96	21:40	22:30	50	21,3	25,6
20	27/12/96	16:40	17:30 <sup>(+)</sup>	50	27,5	33,0
21	09/01/97	15:50	16:40 <sup>(+)</sup>	50	64,2	77,0
22	21/02/99	13:50	14:50	60	82,0	82,0
23	26/12/99	17:00	17:40 <sup>(+)</sup>	40	33,4	50,1
24	18/01/00	17:50	18:10 <sup>(+)</sup>	20	21,6	64,8
25	30/08/01	06:40	07:30	50	17,6	21,1

(\*) Leitura dos pluviogramas da Estação Pluviográfica Curitiba Prado Velho (Figura 3.4)

(+) Horário Brasileiro de Verão

Dentre as precipitações pluviais críticas, no período analisado de 1987 até 2001, destaca-se na Tabela 3.24, a chuva convectiva do dia 21 de Fevereiro de 1999, com intensidade máxima de 82 mm/h.

Utilizando a relação Intensidade x Duração x Frequência (IxDxF), determinada por FENDRICH (2000), na Estação Pluviográfica Curitiba Prado Velho:

$$i_m = \frac{5.726,64 \cdot Tr^{0,159}}{(t_d + 41)^{1,041}} \quad (3.25)$$

Onde: i<sub>m</sub> = intensidade máxima da chuva (mm/h);

t<sub>d</sub> = tempo de duração da chuva (min);

Tr = tempo de recorrência (anos);

e substituindo os valores da intensidade máxima:  $i_m = 82 \text{ mm/h}$  e do tempo de duração da chuva:  $t_d = 60 \text{ min}$ , obteremos para a chuva crítica máxima, o tempo de recorrência  $Tr = 33,5$  anos. Como o tempo de recorrência  $Tr = 33,5$  anos é bem superior ao número de anos de observação da série pluviométrica, 21 anos, os 25 eventos fluviométricos críticos selecionados da sua série histórica parcial de somente 15 anos (1987 – 2001), são os mais representativos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

### 3.1.4. Tempo de Concentração

Por definição, tempo de concentração de uma bacia hidrográfica é o tempo que leva a gota que precipita no ponto mais distante da bacia, para atingir a seção em estudo, contado a partir do início da chuva, quando toda a área de drenagem da bacia está contribuindo para a vazão máxima.

Procederam-se cálculos com inúmeras fórmulas do tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, entretanto a que mais se aproximou da realidade física da Bacia foi a Equação (2.28), devida a TSUCHIYA (1978), visto que os tempos de concentração dos eventos críticos ocorridos em 09/01/1997 e 30/08/2001 foram cronometrados pelo Autor, desde o início da chuva até a hora em que toda a área de drenagem estava contribuindo na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho.

Dessa maneira, o tempo de concentração da bacia hidrográfica não urbanizada, foi obtido por:

$$t_c = 0,83 \frac{L}{I^{0,60}} \quad (3.26)$$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração da bacia (min);

$L$  = extensão do talvegue (km);

$I$  = declividade do talvegue (m/m).

Em mapa planialtimétrico da Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba – COMEC, na escala  $E = 1:10.000$ , da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluvigráfica Curitiba Prado Velho, obtiveram-se as seguintes características:

- Área de drenagem:  $A = 42 \text{ km}^2$ ;
- Extensão do talvegue:  $L = 12 \text{ km}$ ;
- Declividade do talvegue:  $I = \frac{990,00 - 878,39}{12.000} = 0,0093 \text{ m/m}$

Substituindo os valores obtidos na Equação (3.26), temos:

$$t_c = 0,83 \frac{12}{0,0093^{0,60}}$$

$\therefore t_c = 165 \text{ min}$  (Para áreas não urbanizadas da Bacia do Rio Belém).

A relação existente entre tempo de concentração da bacia e taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica do Rio Belém foi analisada pela Equação (2.1), determinada por Gundlach em 1976, na cidade de Filadélfia – E.U.A., pela análise de 15 hidrogramas de enchentes:

$$\frac{(t_c)_f}{(t_c)_a} = \left( \frac{1,0 + 0,30 AI_a}{1,0 + 0,30 AI_f} \right)^{0,61} \quad (3.27)$$

Onde:  $(t_c)_f$  = tempo de concentração futuro (min);

$(t_c)_a$  = tempo de concentração atual (min);

$AI_a$  = taxa de impermeabilização atual (%);

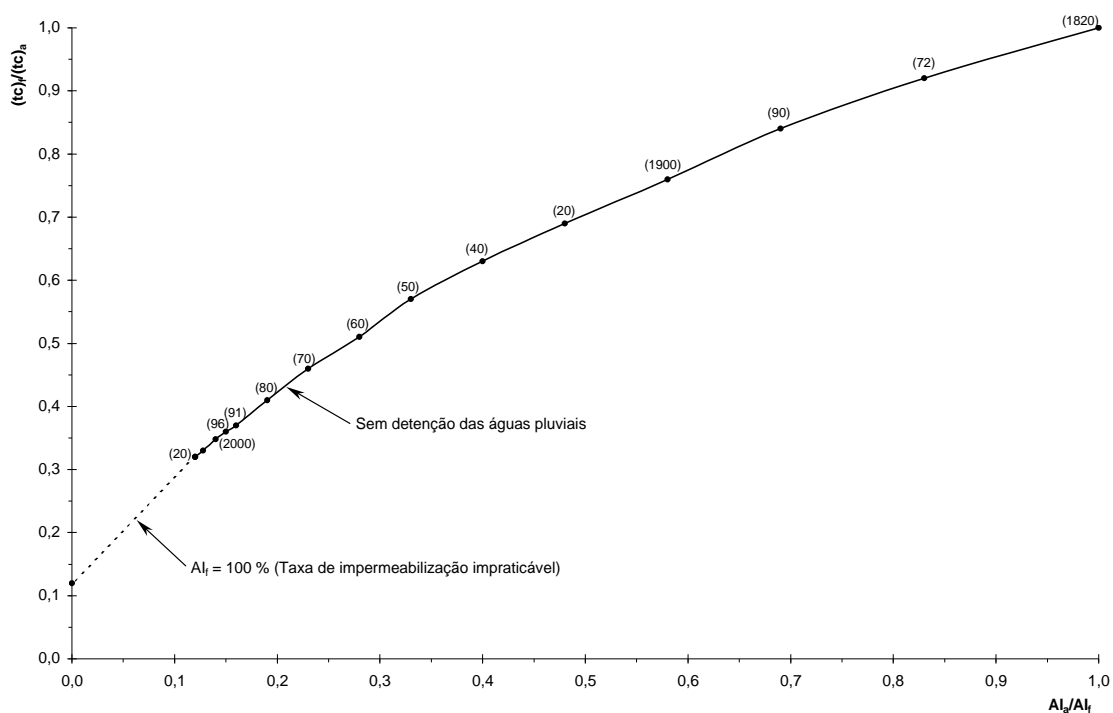
$AI_f$  = taxa de impermeabilização futura (%).

Com base nas Tabelas 3.17 e 3.18 e na Equação (3.27) estabeleceu-se, para o período compreendido entre 1820 e 2020, o efeito da taxa de impermeabilização dos solos sobre o tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ). As relações calculadas estão indicadas na Tabela 3.25 e representadas na Figura 3.22, respectivamente.

**Tabela 3.25** Efeito da taxa de impermeabilização dos solos no tempo de concentração da Bacia Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1820 – 2020)

ANO	$AI_a$ (%)	$AI_f$ (%)	$AI_a/AI_f$	$(t_c)_f/(t_c)_a$
1820	11,04	11,04	1,00	1,00
1872		13,27	0,83	0,92
1890		15,94	0,69	0,84
1900		19,16	0,58	0,76
1920		23,02	0,48	0,69
1940		27,65	0,40	0,63
1950		33,23	0,33	0,57
1960		39,92	0,28	0,51
1970		47,97	0,23	0,46
1980		57,64	0,19	0,41
1991		69,25	0,16	0,37
1996		73,22	0,15	0,36
2000		78,04	0,14	0,35
2010		82,92	0,13	0,33
2020 <sup>(*)</sup>		86,64 <sup>(*)</sup>	0,12	0,32

(\*) Impermeabilização máxima da bacia hidrográfica urbana do Rio Belém ( $A = 42,00 \text{ km}^2$ )



**Figura 3.22** Efeito da taxa de impermeabilização dos solos no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

Sabendo-se que a área de drenagem tem  $42 \text{ km}^2$ , e o tempo de concentração da pré-urbanização 165,09 min, obteremos pela Equação (3.26) e Tabela 3.25, a variação dos tempos de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, os quais estão indicados na Tabela 3.26.

**Tabela 3.26** Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1820 – 2020)

ANO	AI (%)	$t_{cf}$ (min)	$t_{cf}$ (h)
1820	11,04	165,09	2,75
1872	13,27	151,19	2,52
1890	15,94	138,04	2,30
1900	19,16	125,62	2,09
1920	23,02	114,06	1,90
1940	27,65	103,33	1,72
1950	33,23	93,40	1,56
1960	39,92	84,31	1,40
1970	47,97	76,97	1,28
1980	57,64	68,34	1,14
1991 (1988)	69,25	61,48	1,02
1996 (1996)	73,22	59,48	0,99
2000 (1999)	78,04	57,31	0,95
2010	82,92	55,31	0,92
2020	86,64	53,90	0,90

( ) – Ano do levantamento das áreas impermeáveis pelo Sensoriamento Remoto.  
 $[AI_a = 11,04\%; (t_c)_a = 165,09 \text{ min}]$



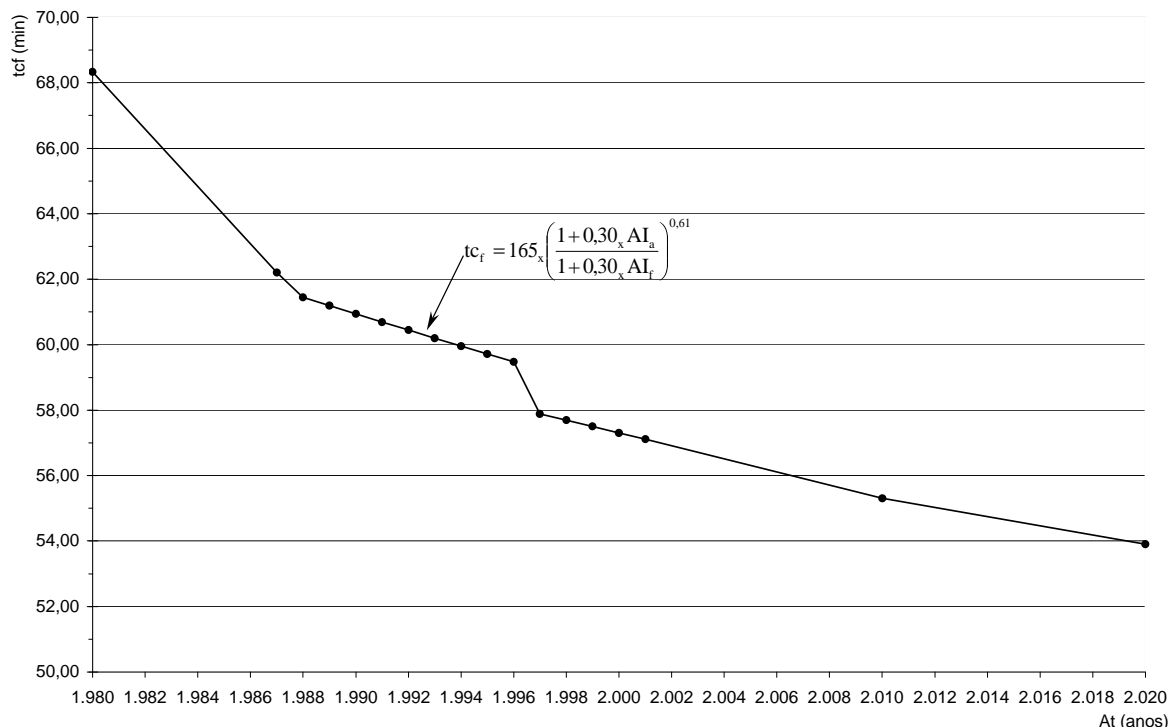
Para o período dos 25 eventos críticos analisados, compreendido entre 1987 e 2001, obtém-se na Tabela 3.27, os tempos de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, juntamente com a evolução de suas áreas impermeáveis.

**Tabela 3.27** Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987 - 2001)

Ano	AI <sub>r</sub> (%)	tc <sub>r</sub> (min)	Aimp (ha)	Aperm (ha)
1.980	57,64	68,34	2.420,88	1.779,12
1.987	67,80	62,21	2.847,60	1.352,40
1.988	69,25	61,44	2.908,50	1.291,50
1.989	69,75	61,19	2.929,50	1.270,50
1.990	70,24	60,94	2.950,08	1.249,92
1.991	70,74	60,69	2.971,08	1.228,92
1.992	71,23	60,44	2.991,66	1.208,34
1.993	71,73	60,20	3.012,66	1.187,34
1.994	72,23	59,95	3.033,66	1.166,34
1.995	72,72	59,72	3.054,24	1.145,76
1.996	73,22	59,48	3.075,24	1.124,76
1.997	76,70	57,89	3.221,40	978,60
1.998	77,15	57,69	3.240,30	959,70
1.999	77,59	57,50	3.258,78	941,22
2.000	78,04	57,31	3.277,68	922,32
2.001	78,49	57,11	3.296,58	903,42
2.010	82,92	55,31	3.482,64	717,36
2.020	86,64	53,90	3.638,88	561,12

(AIa = 11,04%; A = 4.200 ha)

Na Figura 3.23, visualiza-se a diminuição do tempo de concentração da bacia, em função do aumento da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ). Destaca-se, na Figura 3.23, um decaimento brusco no tempo de concentração da bacia ( $\Delta t_c = 1,59 \text{ min}$ ) entre 1996 e 1997, em consequência do aumento repentino da taxa de impermeabilização dos solos da bacia ( $\Delta AI = 3,48\%$ ), ocasionado pela revitalização momentânea da Economia Brasileira, com a estabilização da Unidade Monetária, pela edição do Plano Econômico Real, em Julho de 1994.



**Figura 3.23** Tempo de concentração em função da taxa de impermeabilização da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 4.200$  ha)

### 3.1.5 Escoamento Superficial Máximo

Para determinação do escoamento superficial máximo das 25 precipitações pluviais críticas, indicadas na Tabela 3.24, foram feitas leituras dos dados registrados nos pluviogramas e linigramas das estações Pluviográfica e Fluviográfica Curitiba Prado Velho, respectivamente.

As leituras foram complementadas pela relação cota x descarga (curva-chave) do Rio Belém e do modelo hidrodinâmico de simulação de cotas de enchentes, aplicado na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho ( $A = 42 \text{ km}^2$ ), para os casos das enchentes urbanas do Rio Belém, provocadas pelas chuvas convectivas críticas.

Para avaliação da vazão total de escoamento no Rio Belém, para níveis de água até

4,30 m, foi utilizada a relação cota x descarga da seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, dada por:

$$Q = 4,05 h^{2,05} \quad (\text{Válida para } h \leq 4,30 \text{ m}) \quad (3.28)$$

Onde:  $Q$  = vazão total ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$h$  = nível de água (m).

Para níveis de água do Rio Belém superiores a 4,30 m, a vazão total de escoamento foi avaliada por interpolação, entre as vazões utilizadas no modelo hidrodinâmico de simulação das cotas de enchentes, as quais encontram-se resumidas na Tabela 3.28.

**Tabela 3.28** Vazão total no Rio Belém para níveis de água  $h > 4,30$  m

Tempo de Recorrência Tr (anos)	Vazão Total de Simulação Q ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Prof. Máxima Simulada h (m)
5	159,84	4,35
10	172,32	4,48
25	196,00	4,93
50	223,00	5,16
100	253,00	6,20

**Fonte:** FENDRICH (1996)

Pela leitura dos pluviogramas e linigramas dos 25 eventos críticos selecionados, auxiliado pela relação cota x descarga do Rio Belém, Equação (3.28), e das simulações dos níveis de água máximos com o modelo hidrodinâmico, Tabela 3.28, as vazões superficiais máximas para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com área de drenagem  $A = 42 \text{ km}^2$ , estão indicadas na Tabela 3.29.

**Tabela 3.29** Vazões superficiais máximas observadas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km<sup>2</sup>) (Período: 1987-2001)

N	Data	Pt (mm)	td (min)	tc (+) (min)	h (*) (m)	Q <sub>máx</sub> (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>b</sub> (*) (m)	Q <sub>b</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>máx<sub>e</sub></sub> (m <sup>3</sup> /s)
1	20-21/04/87	11,0	50,00	70,00	3,73	108,82	0,62	1,23	107,59
2	03-04/10/88	19,7	50,00	60,00	2,83	54,57	0,60	1,13	53,44
3	28-29/12/88	24,9	40,00	50,00	3,18	73,03	0,58	1,04	71,99
4	09-10/01/89	40,8	60,00	90,00	4,87	189,42	0,63	1,28	188,14
5	14-15/01/90	21,2	60,00	70,00	3,03	64,72	0,77	2,11	62,61
6	26-27/01/90	27,5	40,00	50,00	3,58	94,15	0,70	1,66	92,49
7	02-03/03/90	26,8	40,00	70,00	4,67	177,50	0,60	1,13	176,37
8	15-16/03/90	42,2	50,00	60,00	4,70	179,24	0,60	1,13	178,11
9	09-10/10/90	24,0	50,00	50,00	3,28	78,91	0,68	1,54	77,37
10	03-04/02/91	45,9	50,00	60,00	4,20	146,41	0,67	1,49	144,92
11	07-08/02/92	10,8	30,00	50,00	3,58	98,21	0,62	1,23	96,98
12	25-26/10/93	15,4	40,00	40,00	3,26	77,71	0,70	1,66	76,05
13	14-15/01/94	30,6	30,00	60,00	3,80	114,00	0,65	1,38	112,62
14	30-31/01/94	42,6	40,00	60,00	4,50	167,30	0,68	1,54	165,76
15	20-21/02/94	11,2	20,00	50,00	2,90	58,00	0,75	1,97	56,03
16	08-09/11/94	19,2	40,00	50,00	2,82	54,08	0,68	1,54	52,54
17	13-14/01/95	19,2	30,00	50,00	4,10	137,85	0,85	2,70	135,15
18	26-27/02/96	79,6	60,00	80,00	4,90	191,21	0,70	1,66	189,55
19	08-09/03/96	21,3	50,00	60,00	3,58	98,21	0,68	1,54	96,67
20	27-28/12/96	27,5	50,00	80,00	4,30	155,30	0,77	2,10	153,20
21	09-10/01/97	64,2	50,00	70,00 <sup>(x)</sup>	5,34	223,00	0,68	1,54	221,46
22	21-22/02/99	82,0	60,00	70,00	6,20	253,00	0,68	1,54	251,46
23	26-27/12/99	33,4	40,00	50,00	2,87	56,51	0,65	1,38	55,13
24	18-19/01/00	21,6	20,00	40,00	2,93	59,51	0,63	1,28	58,23
25	30-31/08/01	17,6	50,00	50,00 <sup>(x)</sup>	4,22	148,16	0,60	1,13	147,03

Observações:

1ª) (+) Da leitura conjunta dos pluviogramas e linigramas das duas estações hidrométricas. Tempo contado do início da chuva (pluviograma) até a contribuição de toda a área de drenagem (linigrama).

2ª) (x) Tempo de concentração cronometrado pelo Autor

3ª) (\*) Leitura dos linigramas da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho (Figura 3.5)

4ª) Q<sub>máx</sub> = 4,05 h<sup>2,50</sup> (Curva - chave do rio) (Válida para h ≤ 4,30 m).5ª) Para h > 4,30 m, extravasão da seção transversal do Rio Belém, Q<sub>máx</sub> obtida dos modelos chuva-vazão e hidrodinâmico de simulação de cotas de enchentes.6ª) (h<sub>b</sub>) = Separação do nível de água do escoamento básico do superficial feita por linha reta, entre o início do ramo ascendente do linigrama e o final do seu ramo descendente.7ª) Q<sub>b</sub> = Vazão básica ou subterrânea.8ª) Q<sub>máx<sub>e</sub></sub> = Vazão superficial máxima = (Q<sub>máx</sub> - Q<sub>b</sub>).

Ainda, com relação ao escoamento superficial máximo, o coeficiente de escoamento superficial C é um coeficiente representativo das condições físico-hidrológico-geológicas médias de uma bacia hidrográfica, tais como taxa de impermeabilização dos solos, respostas a ocorrência das chuvas intensas e uniformidade da sua distribuição espacial e, maior ou menor capacidade de infiltração dos seus solos.

O coeficiente de escoamento superficial C é definido pela relação:

$$C = \frac{V_e}{V_p} \quad (3.29)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$V_e$  = volume de escoamento superficial ( $m^3$ );

$V_p$  = volume de precipitação pluvial total sobre a bacia ( $m^3$ ).

Os valores do coeficiente de escoamento superficial C, determinados para os 25 eventos das precipitações pluviais críticas, sobre a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ), encontram-se indicados na Tabela 3.30.

**Tabela 3.30** Coeficiente de escoamento superficial C na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 - 2001)

N	Data	Pt (mm)	Qmáx <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	V <sub>p</sub> (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	V <sub>e</sub> (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	C = V <sub>e</sub> /V <sub>p</sub>
1	20-21/04/87	11,0	107,59	462,00	217,14	0,47
2	03-04/10/88	19,7	53,44	827,40	206,85	0,25
3	28-29/12/88	24,9	71,99	1.045,80	209,16	0,20
4	09-10/01/89	40,8	188,14	1.713,60	1.011,02	0,59
5	14-15/01/90	21,2	62,61	890,40	231,50	0,26
6	26-27/01/90	27,5	92,49	1.155,00	358,05	0,31
7	02-03/03/90	26,8	176,37	1.125,60	675,36	0,60
8	15-16/03/90	42,2	178,11	1.772,40	797,58	0,45
9	09-10/10/90	24,0	77,37	1.008,00	231,84	0,23
10	03-04/02/91	45,9	144,92	1.927,80	539,78	0,28
11	07-08/02/92	10,8	96,98	453,60	213,19	0,47
12	25-26/10/93	15,4	76,05	646,80	219,91	0,34
13	14-15/01/94	30,6	112,62	1.285,20	501,23	0,39
14	30-31/01/94	42,6	165,76	1.789,20	787,25	0,44
15	20-21/02/94	11,2	56,03	470,40	159,94	0,34
16	08-09/11/94	19,2	52,54	806,40	161,28	0,20
17	13-14/01/95	19,2	135,15	806,40	483,84	0,60
18	26-27/02/96	79,6	189,55	3.342,20	1.036,39	0,31
19	08-09/03/96	21,3	96,67	894,60	268,38	0,30
20	27-28/12/96	27,5	153,20	1.155,00	947,10	0,82
21	09-10/01/97	64,2	221,46	2.696,40	2.399,80	0,89
22	21-22/02/99	82,0	251,46	3.444,00	3.099,60	0,90
23	26-27/12/99	33,4	55,13	1.402,80	182,36	0,13
24	18-19/01/00	21,6	58,23	907,20	117,94	0,13
25	30-31/08/01	17,6	147,03	739,20	428,31	0,58

Estabelecendo a relação entre as vazões máximas de escoamento superficial e os coeficientes de escoamento superficial correspondentes, dos eventos críticos indicados na Tabela 3.30, temos para as equações da regressão linear:

$$x = \left( \frac{\Sigma xy}{\Sigma y^2} \right) y \quad (3.30)$$

Onde:  $x = C - \overline{M}_x$ ;  $y = Q_{\text{máx}_e} - \overline{M}_y$ ;

$\overline{M}_x$  = média da variável x;

$\overline{M}_y$  = média da variável y;

e

$$R = \frac{\Sigma xy}{\sqrt{(\Sigma x^2)(\Sigma y^2)}} \quad (3.31)$$

Onde: R = coeficiente de correlação entre as variáveis x e y.

Tendo em vista que a relação expressa pela Equação (3.31) é sempre positiva, na Estatística ela é representada por  $R^2$ , denominado coeficiente de determinação entre as variáveis.

Calculando os valores, obtemos:  $\overline{M}_x = 0,42$ ;  $\overline{M}_y = 120,84 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $\Sigma xy = 248,7868$ ;  $\Sigma x^2 = 1,1714$  e  $\Sigma y^2 = 80.855,02$  e substituindo-os nas Equações (3.30) e (3.31), obtemos a relação:

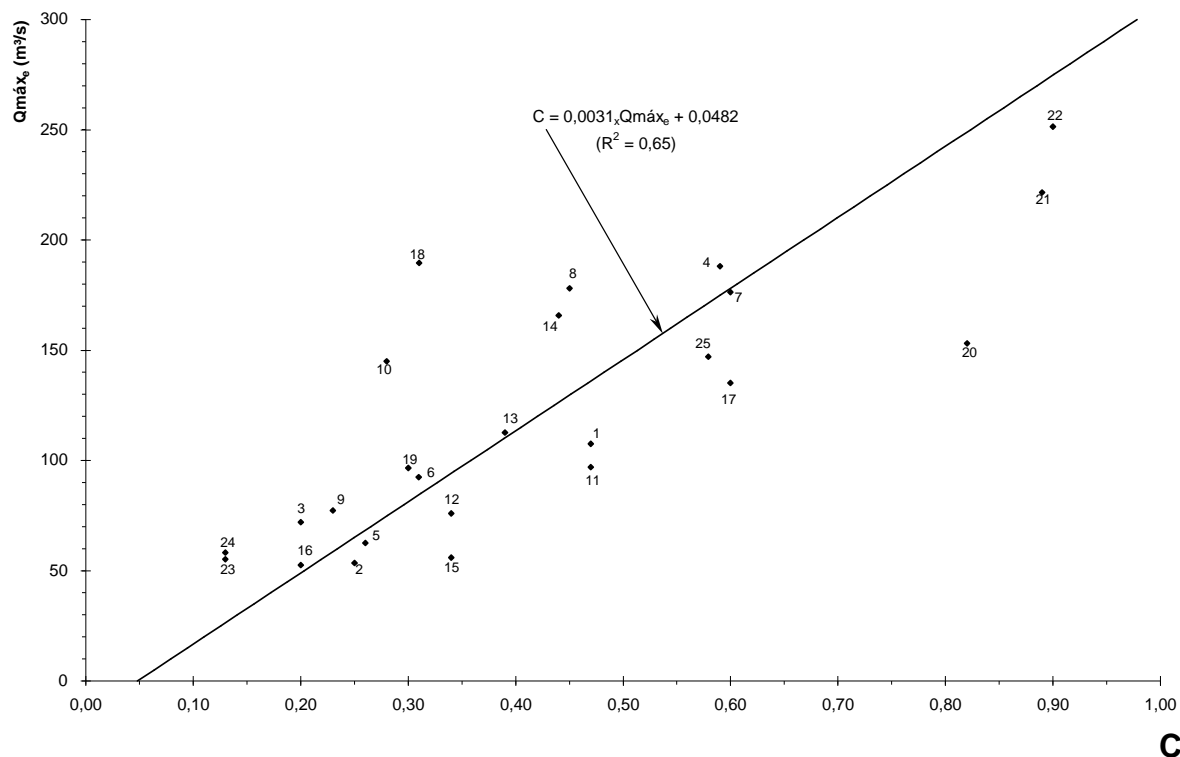
$$C = 0,0031 Q_{\text{máx}_e} + 0,0482 \quad (R^2 = 0,65) \quad (3.32)$$

Onde: C = coeficiente de escoamento superficial (adimensional);

$Q_{\text{máx}_e}$  = vazão máxima de escoamento superficial ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$R^2$  = coeficiente de determinação.

A relação analítica da Equação (3.32) está representada graficamente na Figura 3.24.



**Figura 3.24** Relação entre escoamento superficial máximo e coeficiente de deflúvio ( $C$ ) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 – 2001)

### 3.1.6. Infiltração das Águas Pluviais

Da seção geológica traçada por Salamuni em 1981, do sul da Bacia de Curitiba, Figura 3.6, evidenciam-se baixas taxas de infiltração das águas pluviais nos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, pois o nível de água estático de poços tubulares perfurados nos bairros Prado Velho e Guabirota, é o mais elevado de toda a extensão mostrada na referida figura, ficando muito próximo da superfície dos solos.

Esta constatação indica que os coeficientes de permeabilidade dos solos da Formação Guabirota e dos Depósitos Sedimentares Recentes (Planícies Aluvionares) são baixos e, portanto, solos naturalmente impermeáveis, caracterizando-os de baixa capacidade de infiltração das águas pluviais.

Estas características da Formação Guabirotuba e dos Depósitos Sedimentares Recentes foram comprovadas pelo Mapeamento Geológico-Ambiental, do Município de Curitiba, feito por Giusti, em 1989. A compartimentação litológica da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, indicada na Figura 3.7, foi subdividida por Giusti em: Complexo Cristalino, Formação Guabirotuba e Depósitos Sedimentares Recentes.

Os coeficientes de permeabilidade obtidos por Giusti, em 1989, para as três litologias, estão resumidas na Tabela 3.6 e, comprovaram as evidências observadas por Salamuni 8 anos antes, com relação aos solos naturalmente impermeáveis das litologias Formação Guabirotuba e dos Depósitos Sedimentares Recentes, os quais caracterizam as planícies aluvionares da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Como ocorrem faixas de variação dos coeficientes de permeabilidade das três litologias dos solos que compõe a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, devidas a variabilidade físico-químico-minerológica dos tipos de solo, adotar-se-ão para as análises subseqüentes, valores sem faixas de variação, para as taxas de infiltração máxima dos solos saturados, as quais estão indicadas na Tabela 3.31.

**Tabela 3.31** Taxas de infiltração máxima nos solos das litologias da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

Litologia dos Solos da Bacia do Rio Belém	Coeficiente de Permeabilidade do Solo Saturado	
	(cm/s)	(mm/h)
- Complexo Cristalino ( $K_1$ )	$10^{-3}$	36,00
- Formação Guabirotuba ( $K_2$ )	$10^{-4}$	3,60
- Depósitos Sedimentares Recentes ( $K_3$ )	$10^{-5}$	0,36

No Capítulo Infiltração das Águas Pluviais, em bacias hidrográficas urbanizadas, da Revisão da Literatura, observa-se que Urbonas e Stahre, em 1993, recomendaram que dispositivos de infiltração das águas pluviais apresentam eficiência somente quando a profundidade mínima sazonal do lençol freático esteja pelo menos 1,20 m abaixo da superfície do solo, e, a taxa de infiltração do solo saturado seja superior a 8 mm/h.



Tucci e Genz, em 1995, citando Urbonas e Stahre, também não recomendam a utilização de dispositivos para infiltração das águas pluviais em solos com baixos coeficientes de permeabilidade,  $\leq 8$  mm/h, e o nível do lençol freático no período chuvoso, a menos de 1,20 m da superfície do solo, ou seja, recomendaram critérios iguais aos estabelecidos por Urbonas e Stahre.

Souza e Goldenfum, em 1999, desenvolvendo vários experimentos com dispositivos de infiltração das águas pluviais, num módulo experimental do Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, da UFRS, construíram este, num solo com capacidade final de infiltração igual a 9 mm/h, numa demonstração clara de que seguiram as recomendações de Urbonas e Stahre e, de Tucci e Genz. Constataram que para solos saturados, com baixos coeficientes de permeabilidade, prepondera o escoamento superficial sobre o subterrâneo e, os dispositivos de infiltração não são recomendados, pois apresentariam eficiência quase nula.

Exemplificando por meio do dispositivo de infiltração das águas pluviais, pavimento permeável construído no estacionamento da Lanchonete McDonald's, Loja do Bairro Cabral, localizado sobre solos do Embasamento Cristalino, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com coeficiente de permeabilidade  $K_1 = 36,00$  mm/h. Qual seria a eficiência no abatimento do escoamento superficial, pela utilização desse dispositivo de infiltração, na chuva crítica máxima ocorrida em 21/02/1999?

Dados: - Área total do estacionamento:  $A_t = 315$  m<sup>2</sup>;

- Fração de área permeável do pavimento:  $A_p = 42,84$  m<sup>2</sup>;

- Tempo de duração da chuva:  $t_d = 60$  min = 1 h;

- Intensidade máxima da chuva:  $i_m = 82$  mm/h.

O volume do escoamento superficial é obtido por:

$$V_e = V_{pt} - V_{inf} \quad (3.33)$$

Onde:  $V_e$  = volume do escoamento superficial ( $m^3$ );

$V_{pt}$  = volume precipitado total ( $m^3$ );

$V_{inf}$  = volume infiltrado na área permeável ( $m^3$ ).

Os volumes precipitado total e infiltrado na área permeável, são obtidos por:

$$V_{pt} = i_m \times t_d \times A_t \quad (3.34)$$

Onde:  $i_m$  = intensidade máxima da chuva (mm/h);

$t_d$  = tempo de duração da chuva (h);

$A_t$  = área de drenagem total ( $m^2$ );

e

$$V_{inf} = K \times t_d \times A_p \quad (3.35)$$

Onde:  $K$  = coeficiente de permeabilidade do solo (mm/h);

$t_d$  = tempo de duração da chuva (h);

$A_p$  = área permeável da bacia ( $m^2$ ).

Substituindo os valores nas Equações (3.34), (3.35) e (3.33):

$$V_{pt} = 82,00 \times 1 \times 315$$

$$\therefore V_{pt} = 25,83 \text{ m}^3$$

$$V_{inf} = 36,00 \times 1 \times 42,84$$

$$\therefore V_{inf} = 1,54 \text{ m}^3$$

$$V_e = 25,83 - 1,54$$

$$\therefore V_e = 24,29 \text{ m}^3$$

A eficiência do pavimento permeável na infiltração das águas pluviais:

$$E = \frac{V_{\text{inf}}}{V_{\text{pt}}} = \frac{1,54}{25,83}$$

$$\therefore V_{\text{inf}} = 6\% V_{\text{pt}}$$

Se o pavimento permeável do estacionamento da lanchonete estivesse localizado nas duas outras litologias dos solos, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, teríamos:

- Para a Formação Guabirota:  $K_2 = 3,6 \text{ mm/h}$

$$V_{\text{inf}} = 3,6 \times 1 \times 42,84 = 0,154 \text{ m}^3$$

$$V_e = 25,83 - 0,154 = 25,68 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{\text{inf}} = 0,6\% V_{\text{pt}}$$

- Para os Depósitos Sedimentares Recentes:  $K_3 = 0,36 \text{ mm/h}$

$$V_{\text{inf}} = 0,36 \times 1 \times 42,84 = 0,0154 \text{ m}^3$$

$$V_e = 25,83 - 0,0154 = 25,81 \text{ m}^3$$

$$\therefore V_{\text{inf}} = 0,06\% V_{\text{pt}}$$

Da análise do exemplo, devido as baixíssimas percentagens dos volumes de infiltração das águas pluviais nos solos da Formação Guabirota e dos Depósitos Sedimentares Recentes, componentes das planícies aluvionares da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, não satisfazendo os critérios mínimos preconizados por Urbonas e Stahre, por Tucci e Genz e ainda, por Souza e Goldenfum, a infiltração das águas pluviais será considerada na

avaliação dos volumes armazenáveis de detenção somente nas áreas permeáveis de ocorrência da litologia dos solos do Embasamento Cristalino, com coeficiente de permeabilidade para solos saturados  $K_1 = 10^{-3} \text{ cm/s} = 36 \text{ mm/h}$ .

Das Tabelas 3.19, 3.20 e 3.21, extraímos dos levantamentos das áreas permeáveis dos solos no Embasamento Cristalino, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para os anos de 1988, 1996 e 1999, respectivamente iguais a: 676,83 ha; 571,43 ha e 488,36 ha. Adotando a mesma proporcionalidade da evolução das áreas impermeáveis indicadas na Tabela 3.22, obtemos na Tabela 3.32 as áreas permeáveis e impermeáveis dos solos do Embasamento Cristalino, para o período compreendido entre 1987 e 2001.

**Tabela 3.32** Áreas permeáveis e impermeáveis da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (Período: 1987 – 2001)

Ano	A <sub>p</sub> (ha)	A <sub>imp</sub> (ha)
1980	932,38	296,58
1987	708,75	520,21
1988	676,83	552,13
1989	665,82	563,14
1990	655,03	573,93
1991	644,02	584,94
1992	633,24	595,72
1993	622,23	606,73
1994	611,23	617,73
1995	600,44	628,52
1996	571,43	657,53
1997	497,17	731,79
1998	492,76	736,20
1999	488,36	740,60
2000	478,55	750,41
2001	468,75	760,21
2020 <sup>(*)</sup>	291,14	937,82

(A = 1.228,96 ha;  $K_1 = 10^{-3} \text{ cm/s} = 36 \text{ mm/h}$ )

(\*) Impermeabilização máxima da bacia hidrográfica

### 3.2. Volume de Armazenamento das Águas Pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

Para o equacionamento de qual o volume de armazenamento das águas pluviais na

Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com área de drenagem  $A = 42 \text{ km}^2$ , com a finalidade de minimizar suas enchentes, se faz necessário o estabelecimento de várias relações entre as suas principais variáveis hidrológicas.

Duas dessas relações entre variáveis hidrológicas da bacia, são as correlações: Tempo de concentração da bacia e a duração da chuva e, tempo de concentração da bacia e a vazão máxima superficial.

Estabelecendo a relação entre os tempos de concentração da bacia hidrográfica e os tempos de duração da chuva, dos 25 eventos críticos indicados na Tabela 3.29, temos as equações da regressão linear:

$$x = \left( \frac{\Sigma xy}{\Sigma y^2} \right) y \quad (3.36)$$

Onde:  $x = t_c - \overline{Mx}$ ;  $y = t_d - \overline{My}$ ;

$\overline{Mx}$  = média da variável x;

$\overline{My}$  = média da variável y;

e

$$R = \frac{\Sigma xy}{\sqrt{(\Sigma x^2)(\Sigma y^2)}} \quad (3.37)$$

Onde: R = coeficiente de correlação entre as variáveis x e y.

Calculando os valores, obtemos:  $\overline{Mx} = 60 \text{ min}$ ;  $\overline{My} = 44 \text{ min}$ ;  $\Sigma xy = 2.540,00$ ;

$\Sigma x^2 = 3.900$  e  $\Sigma y^2 = 3.200$  e substituindo-os nas Equações (3.36) e (3.37), obtemos a relação:

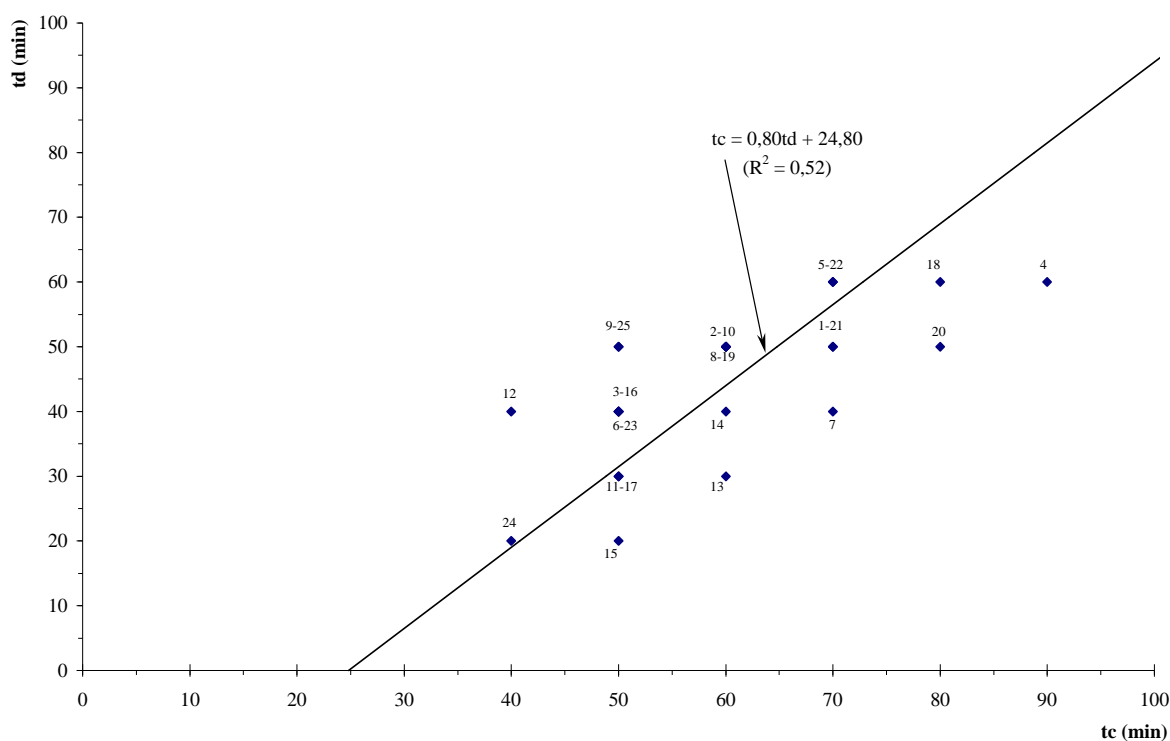
$$t_c = 0,80 t_d + 24,80 \quad (R^2 = 0,52) \quad (3.38)$$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração da bacia (min);

$t_d$  = tempo de duração da chuva (min);

$R^2$  = coeficiente de determinação.

A relação analítica da Equação (3.38) está representada graficamente na Figura 3.25.



**Figura 3.25** Relação entre o tempo de duração da chuva e do tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]

Com base nos tempos de concentração da bacia e nas vazões superficiais máximas, dos 25 eventos indicados na Tabela 3.29, e adotando-se as Equações (3.36) e (3.37) da regressão linear, onde:  $\overline{Mx} = 60 \text{ min}$ ;  $\overline{My} = 120,84 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $\Sigma xy = 14.199,20$ ;  $\Sigma x^2 = 3.900$  e  $\Sigma y^2 = 80.855,03$ , obtém-se:

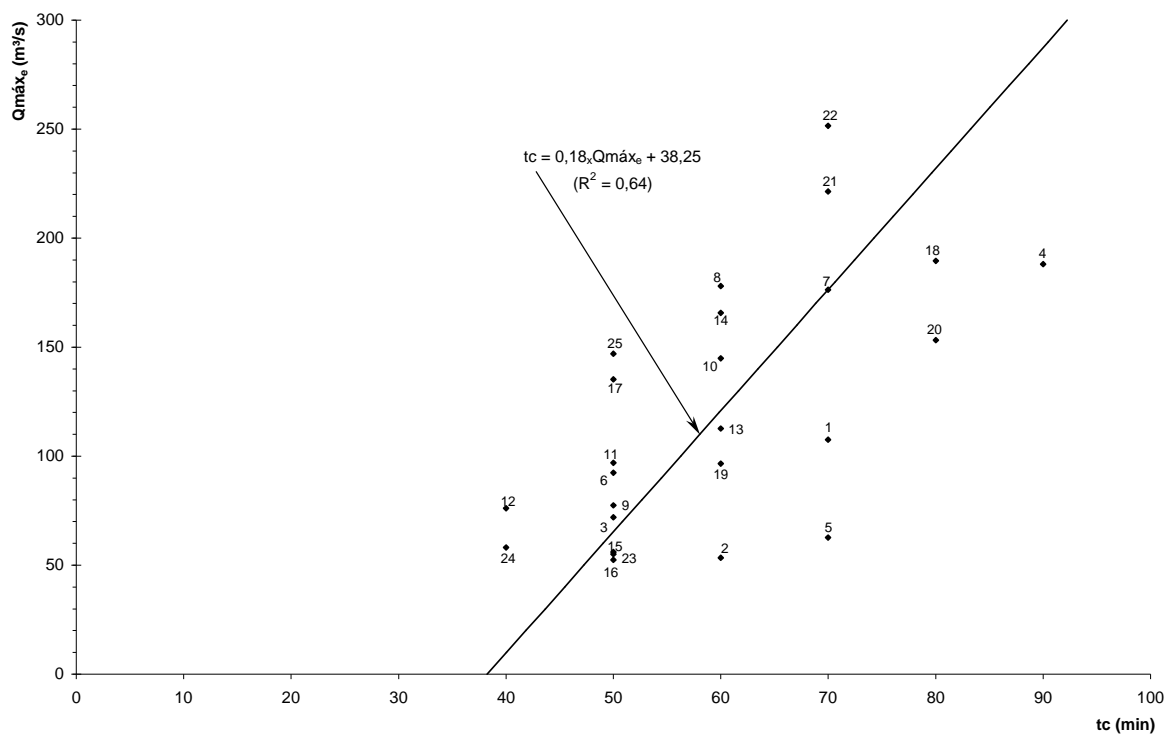
$$t_c = 0,18 Q_{\text{máx}_e} + 38,25 \quad (R^2 = 0,64) \quad (3.39)$$

Onde:  $t_c$  = tempo de concentração da bacia (min);

$Q_{\text{máx}_e}$  = vazão superficial máxima ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$R^2$  = coeficiente de determinação;

cuja representação gráfica está indicada na Figura 3.26.



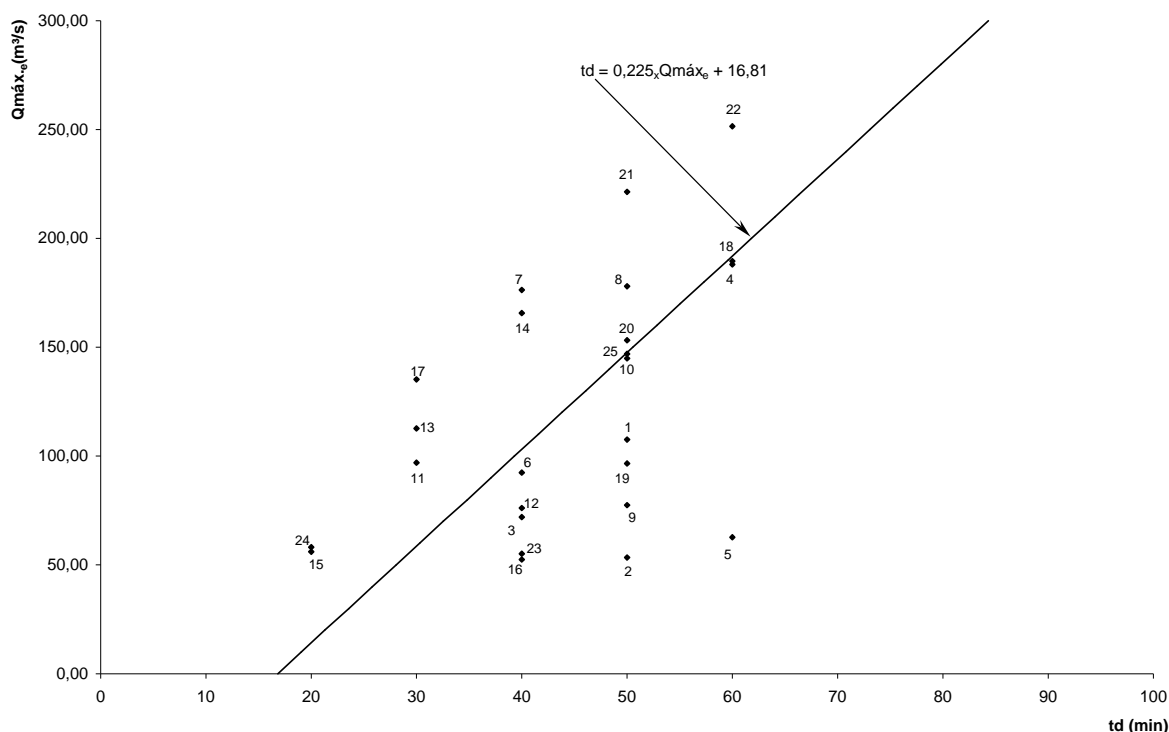
**Figura 3.26** Relação entre vazão máxima de escoamento superficial e tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]

A vazão superficial máxima, em função do tempo de duração da chuva crítica, é obtida pela igualdade das Equações (3.38) e (3.39):

$$t_d = 0,225 Q_{\text{máx}_e} + 16,81 \quad (3.40)$$

Onde:  $t_d$ ;  $Q_{\text{máx}_e}$  = definidos anteriormente;

cujas representações gráficas estão mostradas na Figura 3.27.



**Figura 3.27** Relação entre vazão máxima de escoamento superficial e tempo de duração da chuva crítica na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]

### 3.2.1 Relação de “Permeabilidade Artificial” dos Solos “Rp”

Para ter o mesmo referencial do escoamento superficial máximo, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, adotou-se a vazão básica (subterrânea) registrada no evento crítico máximo do dia 21/02/1999,  $Q_b = 1,54 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $h_b = 0,68 \text{ m}$ ).

Da Tabela 3.29 extraímos o valor da vazão superficial máxima  $Q_{\text{máx}_e} = 251,46 \text{ m}^3/\text{s}$  e substituindo-a nas Equações (3.39) e (3.40), obtemos os valores calculados dos tempos de



concentração da bacia e de duração da chuva crítica, indicados na Tabela 3.33.

Na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, o nível de água máximo  $h = 4,30$  m, pela relação cota x descarga, equivale a vazão total máxima,  $Q_{\text{máx}_e} = 155,28 \text{ m}^3/\text{s}$ , encaixada no leito menor do Rio Belém, isto é, sem extravasão nas duas margens.

Identicamente ao evento crítico máximo, substituindo-se nas Equações (3.39) e (3.40) a vazão superficial máxima, sem extravasão do leito do Rio Belém,  $Q_{\text{máx}_e} = 153,74 \text{ m}^3/\text{s}$ , obtém-se os valores calculados dos tempos de concentração da bacia e de duração da chuva crítica, os quais também estão indicados na Tabela 3.33.

**Tabela 3.33** Características das vazões máximas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

ANO	AI (%)	h (m)	$Q_{\text{máx}}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_b$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$Q_{\text{máx}_e}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$t_c$ (min)	$t_d$ (min)
1999	77,59	6,20	253,00	1,54	251,46	83,51	73,39
-	-	4,30	155,28	1,54	153,74	65,92	51,40

[Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho ( $A = 42 \text{ km}^2$ )]

Sabendo-se que a taxa de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, em 1999, o ano do evento crítico máximo, era  $AI = 77,59\%$ , a tese é de que o armazenamento das águas pluviais, para minimização das enchentes urbanas na Bacia, promoverá a diminuição dessa taxa de impermeabilização. A diminuição da impermeabilização real dos solos da Bacia significa estabelecer uma relação que traduza essa necessidade. Tal relação será denominada de relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp”, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Sabendo-se ainda que, as vazões superficiais máximas da bacia variam diretamente com os tempos de concentração da bacia, Equação (3.39), e os tempos de concentração atual e futuro, por sua vez, estão relacionados com as taxas de impermeabilização dos solos da bacia, Equação (3.27), a tese é de que a diferença dessas variações é a relação procurada para a

“permeabilidade artificial” dos solos da Bacia “Rp”. Tal relação conduzirá ao dimensionamento do volume de retenção das águas pluviais, para minimização das enchentes urbanas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem.

Para não ocorrer extravasão do leito menor do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, temos, a partir da Tabela 3.33, a variação dos tempos de concentração da bacia:

$$\Delta t_c = \frac{t_{c1999} - t_c}{t_c} = \frac{83,51 - 65,92}{65,92}$$

$$\therefore \Delta t_c = 0,266$$

Como a taxa de impermeabilização dos solos da Bacia, praticamente, está relacionada diretamente com a diminuição do tempo de concentração da Bacia, é lícita a consideração:

$$\Delta AI \approx \Delta t_c = 0,266$$

A taxa de impermeabilização futura dos solos da bacia:

$$AI_f = AI_{1999} - (\Delta AI \times AI_{1999})$$

$$AI_f = 77,59\% - (0,266 \times 77,59\%)$$

$$\therefore AI_f = 56,95\%$$

Da Tabela 3.26, sabendo-se que:  $t_{ca} = 165,09$  min;  $AI_a = 11,04\%$  e a taxa de impermeabilização dos solos “ $AI_f$ ” = 56,95%, substituindo-os na Equação (3.27), obtém-se:

$$t_{cf} = 165,09 \left( \frac{1 + 0,30 \times 11,04}{1 + 0,30 \times 56,95} \right)^{0,61}$$

$$\therefore t_{cf} = 68,85 \text{ min}$$

Devido a tese de equivalência entre as relações da variação dos tempos de concentração e das taxas de impermeabilização dos solos da bacia, a questão a ser respondida é: Qual a relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp”, que deverá ser utilizada para o dimensionamento dos volumes de armazenamento das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém?

Da Tabela 3.27, temos:  $t_{cf1999} = 57,50$  min e a relação de variação entre os tempos de concentração da bacia:

$$\Delta t_c = \frac{t_{cf}}{t_{cf1999}} = \frac{68,85}{57,50}$$

$$\therefore \Delta t_c = 1,197$$

Substituindo os valores:  $\Delta t_c = 1,197$  e  $AI_a = 77,59\%$  (1999), na Equação (3.27), obtém-se:

$$1,197 = \left( \frac{1 + 0,30 \times 77,59}{1 + 0,30 \times "AI_f"} \right)^{0,61}$$

$$\therefore "AI_f" = 57,50\% \approx "AI_{1980}" = 57,64\% \quad (\text{Tabela 3.25}).$$

Conseqüentemente, a relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp”, obtida para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem:

$${}^{\circ}\text{Rp} = \frac{\text{AI}_{1999} - {}^{\circ}\text{AI}_{1980}}{\text{AI}_{1999}} = \frac{77,59\% - 57,64\%}{77,59\%}$$

$$\therefore {}^{\circ}\text{Rp} = 25,71\%$$

Com base na relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp” = 25,71%, de imediato, surge a questão: Qual a área impermeável equivalente da bacia que deveria ser “reduzida” pela coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excesso das águas pluviais?

Retirando os dados obtidos nas Tabelas 3.27 e 3.33, os valores calculados e indicados na Tabela 3.34, permitem concluir que a área impermeável equivalente da bacia, que seria “reduzida” e, portanto, área necessária para não ocasionar extravasão do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, perfaz 837,90 ha.

**Tabela 3.34** Redução necessária na área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém pela detenção das águas pluviais

ANO	hmáx <sub>e</sub> (m)	Qmáx <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	t <sub>c</sub> (min)	AI (%)	A <sub>imp</sub> (ha)	A <sub>perm</sub> (ha)
1999	5,52	251,46	57,50	77,59	3.258,78	941,22
“1980”	3,62	153,74	68,34	57,64	2.420,88	1.779,12
(Δ=) 20	1,90	97,72	10,84	19,95	837,90	837,90
(%)	(-) 34,42	(-) 38,86	(+) 18,85	(-) 25,71	(-) 25,71	(+) 89,02

(A = 4.200 ha)

Da Tabela 3.34 evidencia-se o alto percentual do incremento a ser dado na “área permeável” da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, de 89,02%, o que, exigirá a detenção das águas pluviais nas impermeabilizações já existentes, tanto das áreas particulares, como nas comerciais, industriais, etc, ou ainda, das áreas impermeabilizadas pelo poder público nos solos da Bacia.

Não é lícita a idéia de se promover a minimização das enchentes urbanas na Bacia, exigindo a detenção das águas pluviais somente nas impermeabilizações do solo futuras,

conforme consta na Lei Nº 9.800/00, do Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo de Curitiba, ou ainda, utilizar fórmulas determinadas em outras cidades ou países, pois a vazão superficial atual a sofrer armazenamento e retardamento do escoamento é significativa, 97,72 m<sup>3</sup>/s, equivalendo a uma diminuição de 1,90 m no nível máximo de água, na seção transversal do Rio Belém, na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho.

### **3.2.2. Efeitos da Relação “Rp” na Taxa de Impermeabilização dos Solos e no Tempo de Concentração da Bacia**

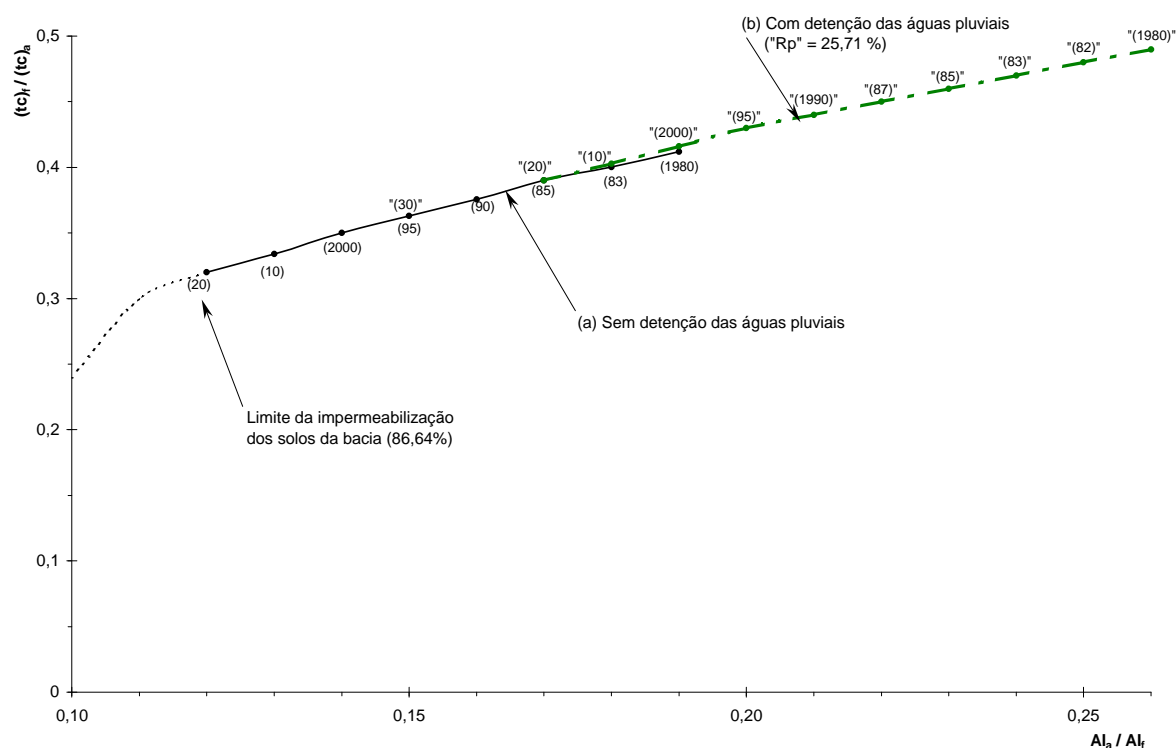
Com a relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia, “Rp” = 25,71%, que promoverá a detenção das águas pluviais e, conseqüentemente, o retardamento do escoamento superficial, necessita-se avaliar quais os efeitos dessa relação sobre as taxas de impermeabilização dos solos, assim como, sobre os tempos de concentração da bacia hidrográfica.

Dessa maneira, recalculando por meio da Equação (3.27) os valores indicados na Tabela 3.25, obtém-se as relações entre as taxas de impermeabilização atual e futura, bem como as relações entre os tempos de concentração da bacia futuro e atual. As relações de variação atuais e futuras, com “Rp” = 25,71%, estão indicadas na Tabela 3.35 e, representadas graficamente na Figura 3.28.

**Tabela 3.35** Efeito da detenção das águas pluviais no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

ANO	$AI_a$ (%)	$AI_f$ (%)	" $AI_f$ " (%)	$AI_a/AI_f$	" $AI_a/AI_f$ "	$\frac{(t_c)_f}{(t_c)_a}$	" $\frac{(t_c)_f}{(t_c)_a}$ "	$(t_c)_a$ (min)	" $(t_c)_a$ " (min)	"ANO"
1820	11,04	11,04		1,00		1,00		165		
1980		57,64	42,82	0,19	0,26	0,41	0,49	68	81	1965
1981		58,84	43,71	0,19	0,25	0,41	0,48	67	80	1966
1982		60,24	44,75	0,18	0,25	0,40	0,48	67	79	1967
1983		61,68	45,82	0,18	0,24	0,40	0,47	66	78	1968
1984		62,98	46,79	0,17	0,24	0,39	0,47	65	77	1969
1985		64,54	47,95	0,17	0,23	0,39	0,46	64	76	1970
1986		66,37	49,31	0,17	0,22	0,38	0,45	63	75	1971
1987		67,80	50,37	0,16	0,22	0,38	0,45	62	74	1972
1988		69,25	51,45	0,16	0,21	0,37	0,44	61	73	1973
1989		69,75	51,82	0,16	0,21	0,37	0,44	61	73	1973
1990		70,24	52,18	0,16	0,21	0,37	0,44	61	72	1974
1991		70,24	52,55	0,16	0,21	0,37	0,44	61	72	1974
1992		71,23	52,92	0,15	0,21	0,37	0,43	60	72	1975
1993		71,73	53,29	0,15	0,21	0,36	0,43	60	71	1976
1994		72,23	53,66	0,15	0,20	0,36	0,43	60	71	1976
1995		72,72	54,02	0,15	0,20	0,36	0,43	60	71	1977
1996		73,22	54,39	0,15	0,20	0,36	0,43	59	71	1977
1997		76,70	56,98	0,14	0,19	0,35	0,42	58	69	1978
1998		77,15	57,31	0,14	0,19	0,35	0,41	58	69	1979
1999		77,59	57,64	0,14	0,19	0,35	0,41	57	68	1980
2000		78,04	57,98	0,14	0,19	0,35	0,41	57	68	1980
2001		78,49	58,31	0,14	0,19	0,34	0,41	57	68	1980
2010		82,92	61,60	0,13	0,18	0,33	0,40	55	66	1983
2020(*)		86,64(*)	64,36	0,12	0,17	0,32	0,39	53	64	1985

(\*) Impermeabilização máxima da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42,00 \text{ km}^2$ )



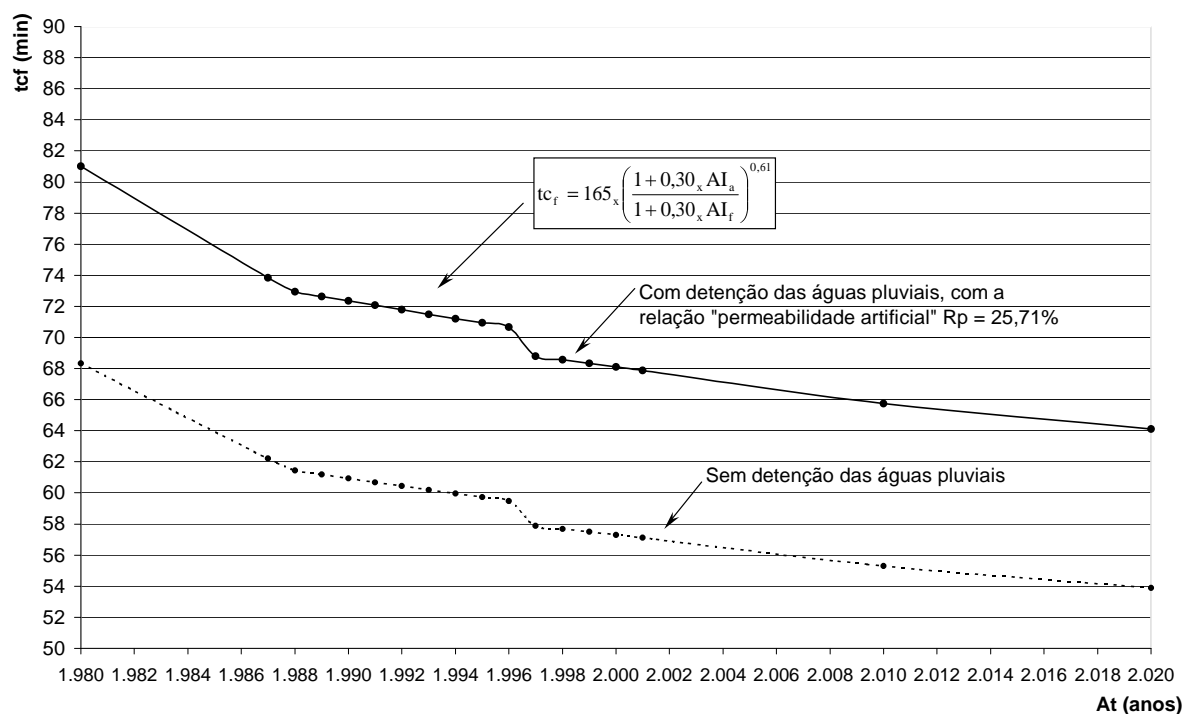
**Figura 3.28** Efeito da detenção das águas pluviais no tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

Os valores da variação dos tempos de concentração futuro, assim como as variações das taxas de impermeabilização futura dos solos e das áreas “permeáveis” necessárias a detenção das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, calculados a partir da relação “Rp” = 25,71%, para o período compreendido entre 1980 e 2020, estão indicados na Tabela 3.36. A variação dos valores dos tempos de concentração futuro, no mesmo período, estão representados graficamente na Figura 3.29.

**Tabela 3.36** Áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém com relação de "permeabilidade artificial" Rp = 25,71%

Ano	“AI <sub>f</sub> ” (%)	“tc <sub>f</sub> ” (min)	“A <sub>imp</sub> ” (ha)	A <sub>imp</sub> (ha)	“ΔA <sub>perm</sub> ” (ha)
1.980	42,82	81,00	1.798,44	2.420,88	622,44
1.987	50,37	73,84	2.115,54	2.847,60	732,06
1.988	51,45	72,95	2.160,90	2.908,50	747,60
1.989	51,82	72,65	2.176,44	2.929,50	753,06
1.990	52,18	72,36	2.191,56	2.950,08	758,52
1.991	52,55	72,07	2.207,10	2.971,08	763,98
1.992	52,92	71,78	2.222,64	2.991,66	769,02
1.993	53,29	71,49	2.238,18	3.012,66	774,48
1.994	53,66	71,21	2.253,72	3.033,66	779,94
1.995	54,02	70,94	2.268,84	3.054,24	785,40
1.996	54,39	70,66	2.284,38	3.075,24	790,86
1.997	56,98	68,79	2.393,16	3.221,40	828,24
1.998	57,31	68,56	2.407,02	3.240,30	833,28
1.999	57,64	68,34	2.420,88	3.258,78	837,90
2.000	57,98	68,11	2.435,16	3.277,68	842,52
2.001	58,31	67,88	2.449,02	3.296,58	847,56
2.010	61,60	65,76	2.587,20	3.482,64	895,44
2.020	64,36	64,11	2.703,32	3.638,88	935,56

(AIa = 11,04%; tc<sub>a</sub> = 165 min; A = 4.200ha)



**Figura 3.29** Tempo de concentração em função da relação “permeabilidade artificial” ( $R_p = 25,71\%$ ) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

### 3.2.3. Efeitos da Relação “ $R_p$ ” no Escoamento Superficial Máximo da Bacia

A relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “ $R_p$ ” = 25,71%, sendo aplicada na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, promoverá a retenção e o retardamento do escoamento das águas pluviais, o que, implicará na diminuição do nível de água máximo médio anual no Rio Belém.

Aplicando a Equação (3.39), em módulo, para as características das vazões máximas indicadas na Tabela 3.33, obtém-se:

$$\Delta t_c = 0,18|Q_{\text{máx}_e}| + 38,25$$

$$83,51 - 65,92 = 0,18|Q_{\text{máx}_e}| + 38,25$$



$$|Q_{\text{máx}_e}| = (-)114,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 114,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

A variação da vazão superficial máxima, em relação ao evento crítico máximo de 21/02/1999, é obtida por:

$$\Delta Q_{\text{máx}_e} = 251,46 - Q_{\text{máx}_e} = 251,46 - 114,78$$

$$\therefore \Delta Q_{\text{máx}_e} = 136,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pela relação cota x descarga (curva-chave) do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, sem extravasão do leito menor:

$$\Delta Q_{\text{máx}_e} = 4,05 \cdot \Delta h_{\text{máx}_e}^{2,50}$$

$$\Delta h_{\text{máx}_e} = \left( \frac{136,68}{4,05} \right)^{0,40}$$

$$\therefore \Delta h_{\text{máx}_e} = 4,09 \text{ m}$$

Para o mesmo referencial do nível de água do escoamento básico do evento de 21/02/1999,  $h_b = 0,68 \text{ m}$ , obtém-se:

$$\Delta h_{\text{máx}} = \Delta h_{\text{máx}_e} + h_b = 4,09 + 0,68$$

$$\therefore \Delta h_{\text{máx}} = 4,77 \text{ m}$$

Sendo o nível de água máximo para não ocorrer extravasão nas margens do Rio Belém,  $h = 4,30$  m, na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, a variação do nível de água máximo médio anual é dado por:

$$\overline{\Delta h} = \frac{\Delta h_{\text{máx}}}{\Delta t} \quad (3.41)$$

Onde:  $\overline{\Delta h}$  = variação do nível de água máximo médio anual (m);

$\Delta h_{\text{máx}}$  = variação do nível de água máximo de detenção (m);

$\Delta t$  = período definido pela relação “Rp” (anos).

Desta maneira, temos:

$$\Delta h_{\text{máx}} = 4,77 - h = 4,77 - 4,30$$

$$\therefore \Delta h_{\text{máx}} = 0,47 \text{ m}$$

e da Tabela 3.34:  $\Delta t = 20$  anos (1999 – “1980”), que substituídos na Equação (3.41), fornece:

$$\overline{\Delta h} = \frac{0,47}{20}$$

$$\therefore \overline{\Delta h} = 2,35 \text{ cm/ano} = 23,5 \text{ mm/ano.}$$

Na hipótese de não se fazer a detenção das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, qual seria o nível de água máximo atingido na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, para a taxa de impermeabilização dos solos máxima, em 2020, para

condições hidrológicas idênticas as observadas no evento crítico de 1999?

Aplicando a Equação (3.27):

$$t_{c2020} = t_{c1999} \left( \frac{1 + 0,30 AI_a}{1 + 0,30 \Delta AI_f} \right)^{0,61}$$

Substituindo os valores:

$$t_{c1999} = 83,51 \text{ min (Tabela 3.33);}$$

$$AI_a = 11,04\%;$$

$$\Delta AI_f = AI_{2020} - AI_{1999} = 86,64\% - 77,59\% = 9,05\%$$

$$t_{c2020} = t_{c1999} \left( \frac{1 + 0,30 \cdot 11,04}{1 + 0,30 \cdot 9,05} \right)^{0,61}$$

$$\therefore t_{c2020} = 91,46 \text{ min}$$

Pela Equação (3.39):

$$91,46 = 0,18 \cdot Q_{\text{máx}_e} + 38,25$$

$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 295,61 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sendo:  $Q_{\text{máx}} = Q_{\text{máx}_e} + Q_b$  e  $Q_b = 1,54 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{\text{máx}_{2020}} = 295,61 + 1,54$$

$$\therefore Q_{\text{máx}_{2020}} = 297,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sem a detenção das águas pluviais, utilizando relação de proporcionalidade direta, temos:

$$\text{- Da Tabela 3.34: } \Delta Q_{\text{máx}_e} = 97,72 \text{ m}^3/\text{s} \quad (1999\text{--}1980)$$

$$\therefore \Delta h = 0,47 \text{ m}$$

$$\text{- Do período (1999 – 2020): } \Delta Q_{\text{máx}_e} = 295,61 - 251,46 = 44,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\therefore \Delta h = 0,21 \text{ m}$$

Tendo o nível de água máximo no Rio Belém atingido 6,20 m em 1999, no evento crítico máximo, o nível de água máximo no ano de 2020, para condições idênticas, atingirá:

$$h_{\text{máx}_{2020}} = h_{\text{máx}_{1999}} + 0,21$$

$$\therefore h_{\text{máx}_{2020}} = 6,41 \text{ m}$$

E a variação do nível de água máximo médio no período dos próximos 22 anos, utilizando a Equação (3.41):

$$\overline{\Delta h} = \frac{0,21}{22}$$

$$\therefore \overline{\Delta h} = 0,96 \text{ cm/ano} = 9,6 \text{ mm/ano.}$$

Na Tabela 3.37 estão indicadas as características da enchente máxima no ano de 2020, na Estação Fluvigráfica Curitiba Prado Velho, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, caso não se

promova a detenção distribuída das águas pluviais ao longo da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.37** Características da enchente máxima no Rio Belém, em 2020, sem detenção das águas pluviais

ANO	$t_c$ (min)	$Q_{máx_e}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_b$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{máx}$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_{máx}$ (m)	Cota (m)	AI (%)	$A_{imp}$ (ha)
1999	83,51	251,46	1,54	253,00	6,20	884,59	77,59	3.258,78
2020	91,46	295,61	1,54	297,15	6,41	884,80	86,64	3.638,88
( $\Delta$ =)	22	7,95	44,15	-	44,15	0,21	0,21	380,10

[(A = 4.200 ha); (Cota 0,00 da Régua Linimétrica = 878,39m)]

Para demonstrar a urgência e a extrema importância que tem a detenção das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, analisemos quais as novas características do hidrograma do escoamento superficial observado, Tabela 3.38, gerado pela chuva crítica de 09/01/1997, utilizando a relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia “ $R_p$ ” = 25,71%.

**Tabela 3.38** Hidrograma do escoamento superficial observado na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho no Rio Belém (Evento: 09-10 / 01 / 1997)

Hora: min	Q <sub>e</sub> (m³/s)	Hora: min	Q <sub>e</sub> (m³/s)
12:00	0,00	00:10	8,55
13:00	0,00	00:20	7,85
14:00	0,00	00:30	7,44
15:00	0,00	00:40	7,03
16:00	1,40	00:50	6,65
16:10	31,50	01:00	6,26
16:20	61,59	01:10	6,11
16:30	129,03	01:20	5,96
16:40	196,46	01:30	5,54
16:50	208,96	01:40	5,12
17:00	221,46	01:50	4,86
17:10	215,96	02:00	4,59
17:20	210,46	02:10	4,28
17:30	202,96	02:20	3,96
17:40	195,46	02:30	3,78
17:50	189,46	02:40	3,60
18:00	183,46	02:50	3,43
18:10	174,61	03:00	3,26
18:20	165,76	03:10	2,99
18:30	157,52	03:20	2,71
18:40	149,27	03:30	2,51
18:50	138,67	03:40	2,31
19:00	128,06	03:50	2,22
19:10	120,26	04:00	2,12
19:20	112,46	04:10	1,97
19:30	106,30	04:20	1,83
19:40	100,14	04:30	1,68
19:50	95,05	04:40	1,53
20:00	89,96	04:50	1,39
20:10	82,77	05:00	1,24
20:20	75,58	05:10	1,15
20:30	71,29	05:20	1,06
20:40	66,99	05:30	0,98
20:50	61,73	05:40	0,89
21:00	56,46	05:50	0,80
21:10	51,72	06:00	0,71
21:20	46,97	06:10	0,67
21:30	43,33	06:20	0,63
21:40	39,69	06:30	0,59
21:50	36,22	06:40	0,54
22:00	32,75	06:50	0,50
22:10	29,33	07:00	0,46
22:20	25,91	07:10	0,45
22:30	23,64	07:20	0,44
22:40	21,37	07:30	0,44
22:50	19,09	07:40	0,43
23:00	16,81	07:50	0,42
23:10	15,27	08:00	0,41
23:20	13,72	09:00	0,41
23:30	12,45	10:00	0,41
23:40	11,17	11:00	0,41
23:50	10,21	12:00	0,41
00:00	9,25		

Da Tabela 3.29, as características observadas do evento crítico de 09/01/1997, são as seguintes:

- Nível de água máximo:  $h = 5,34$  m;

- Vazão máxima total:  $Q_{\text{máx}} = 223,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ;
- Vazão básica:  $Q_b = 1,54 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $h_b = 0,68 \text{ m}$ );
- Tempo de concentração da bacia:  $t_c = 70 \text{ min}$  (Cronometrado pelo Autor).

As novas características do hidrograma, considerando a detenção das águas pluviais, com relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia “ $R_p$ ” = 25,71%, são obtidas por:

1. Tempo de concentração da bacia:

$$t_c = \Delta t_c \times 70 = 1,197 \times 70$$

$$\therefore \Delta t_c = 84 \text{ min}$$

2. Nível de água máximo do escoamento superficial:

- Variação do nível devido a detenção das águas pluviais:

$$\Delta h = \overline{\Delta h} \times \Delta t$$

$$\text{Sendo: } \overline{\Delta h} = 2,35 \text{ cm / ano}$$

$$\Delta t = 18 \text{ anos (1997 – "1980")}$$

$$\Delta h = 2,35 \times 18$$

$$\therefore \Delta h = 42 \text{ cm} = 0,42 \text{ m}$$

- Nível de água máximo:

$$h_{\text{máx}_e} = (h - h_b) - \Delta h$$

$$h_{\text{máx}_e} = (5,34 - 0,68) - 0,42$$

$$\therefore h_{\text{máx}_e} = 4,24 \text{ m}$$

3. Vazão do escoamento superficial máximo:

$$Q_{\text{máx}_e} = 4,05 \cdot h_{\text{máx}_e}^{2,50} = 4,05 \times 4,24^{2,50}$$

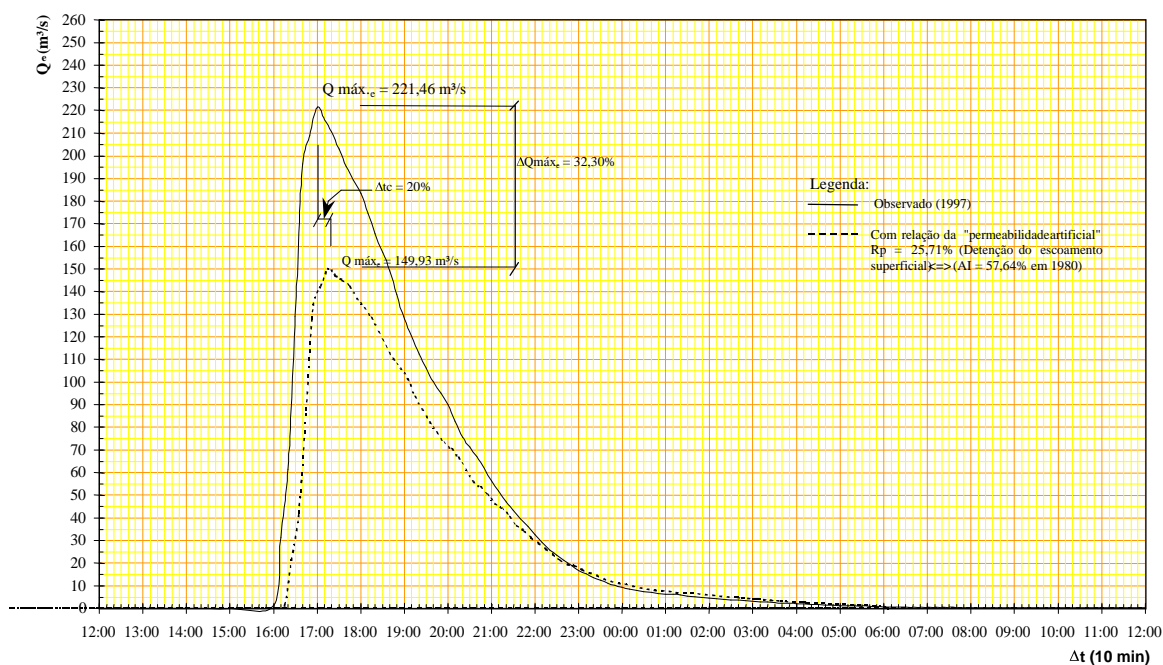
$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 149,93 \text{ m}^3/\text{s}$$

4. Amortecimento na vazão do escoamento superficial máximo:

$$\Delta Q_{\text{máx}_e} = \frac{221,46 - 149,93}{221,46}$$

$$\therefore \Delta Q_{\text{máx}_e} = 32,30\%$$

Na Tabela 3.39 estão indicadas as novas características do hidrograma de escoamento superficial, com detenção das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, as quais podem ser visualizadas na Figura 3.30.



**Figura 3.30** Hidrogramas do escoamento superficial observado e com detenção das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )  
Evento (09 – 10/01/1997)



**Tabela 3.39** Hidrograma do escoamento superficial com detenção das águas pluviais ( $R_p = 25,71\%$ ) na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42\text{km}^2$ )

Hora: min	$Q_e$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	Hora: min	$Q_e$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
12:00	0,00	00:35	5,31
13:00	0,00	00:45	5,04
14:00	0,00	00:55	4,76
15:00	0,00	01:05	4,50
16:05	0,00	01:15	4,24
16:15	0,95	01:25	4,14
16:25	21,32	01:35	4,03
16:35	41,70	01:45	3,75
16:45	87,35	01:55	3,47
16:55	133,00	02:05	3,29
17:05	141,47	02:15	3,11
17:15	149,93	02:25	2,89
17:25	146,20	02:35	2,68
17:35	142,48	02:45	2,56
17:45	137,40	03:00	2,44
17:55	132,33	03:05	2,32
18:05	128,26	03:15	2,21
18:15	124,20	03:25	2,02
18:25	118,21	03:39	1,83
18:35	112,22	03:45	1,70
18:45	106,64	03:55	1,56
18:55	101,06	04:06	1,50
19:05	93,88	04:15	1,44
19:15	86,70	04:25	1,34
19:25	81,42	04:35	1,24
19:35	76,14	04:45	1,14
19:45	71,97	04:55	1,04
19:55	67,79	05:05	0,94
20:05	64,35	05:15	0,84
20:15	60,90	05:25	0,78
20:25	56,04	05:35	0,72
20:35	51,17	05:45	0,66
20:45	48,26	05:55	0,60
20:55	45,35	06:05	0,54
21:05	41,79	06:15	0,48
21:15	38,22	06:25	0,45
21:25	35,01	06:35	0,42
21:35	31,80	06:45	0,40
21:45	29,33	06:55	0,37
21:55	26,87	07:05	0,34
22:05	24,52	07:15	0,31
22:15	22,17	07:25	0,31
22:25	19,86	07:35	0,30
22:35	17,54	07:45	0,29
22:45	16,00	07:55	0,29
22:55	14,47	08:05	0,28
23:05	12,92	08:15	0,28
23:15	11,38	08:25	0,28
23:25	10,33	08:30	0,28
23:35	9,29	08:40	0,28
23:45	8,43	08:50	0,28
23:55	7,56	09:00	0,28
00:05	6,91	10:00	0,28
00:15	6,26	11:00	0,28
00:25	5,79	12:00	0,28

Em não se promovendo a detenção das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, quais seriam as características do hidrograma do escoamento superficial do evento crítico de 09/01/1997, no ano de 2020, quando atingir-se-á a taxa de impermeabilização máxima do solos da Bacia  $AI = 86,64\%$ ?

As características do hidrograma do escoamento superficial, no ano de 2020, são obtidas por:

1. Nível de água máximo do escoamento superficial:

$$\Delta h = \overline{\Delta h} \times \Delta t_{(1997-1999)} + \overline{\Delta h} \times \Delta t_{(1999-2020)}$$

$$\Delta h = 2,35 \times 3 + 0,96 \times 22$$

$$\therefore \Delta h = 0,28 \text{ m}$$

$$h_{\text{máx}} = h + \Delta h = 5,34 + 0,28$$

$$\therefore h_{\text{máx}} = 5,62 \text{ m}$$

2. Vazão do escoamento superficial máximo:

- Para  $h_{\text{máx}} = 5,62 \text{ m}$ : Por interpolação  $Q_{\text{máx}} = 234,30 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{\text{máx}_e} = Q_{\text{máx}} - Q_b = 234,30 - 1,54$$

$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 232,76 \text{ m}^3/\text{s}$$

3. Acréscimo na vazão do escoamento superficial máximo:

$$\Delta Q_{\text{máx}_e} = \frac{232,76 - 221,46}{221,46}$$

$$\therefore \Delta Q_{\text{máx}_e} = 5,10\%$$

4. Tempo de concentração da bacia:

$$\text{Pela Equação (3.39): } t_c = 0,18 \times 232,76 + 38,25$$

$$\therefore t_c = 80,15 \text{ min}$$

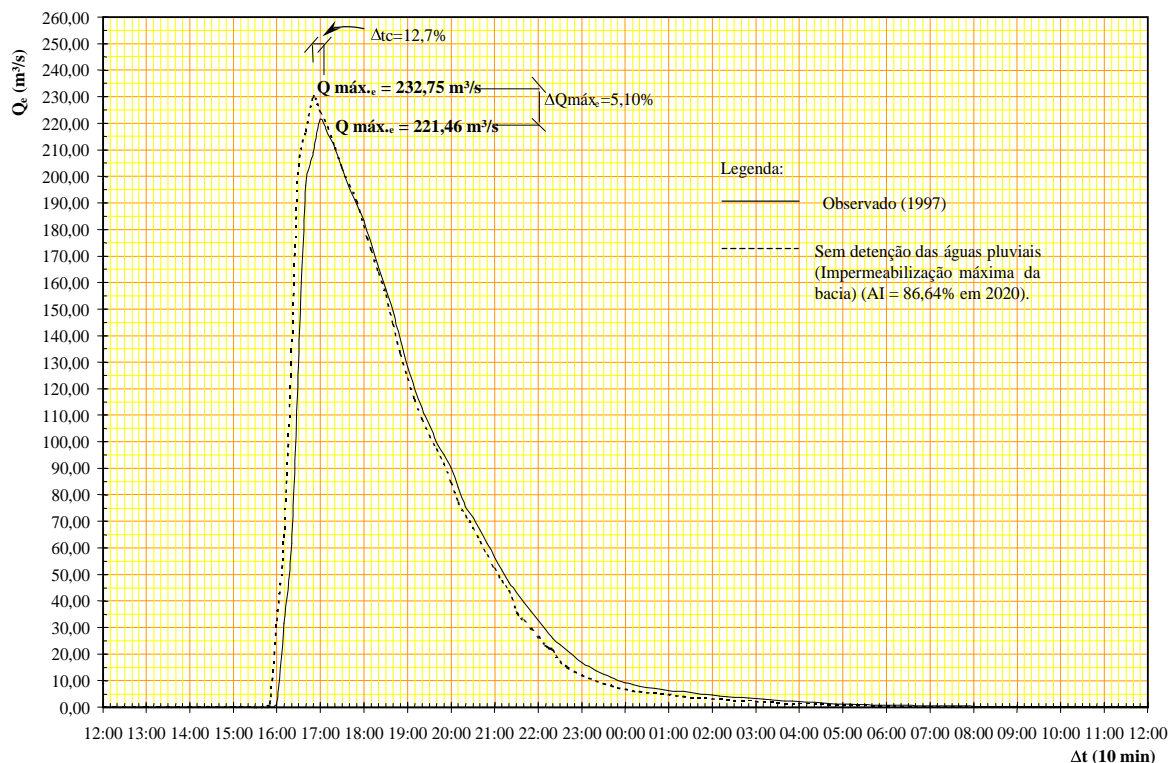
Variação do tempo de concentração:

$$\Delta t_c = \frac{80,15 - 70,00}{80,15} = 0,1266$$

$$t_c = 70 - (70 \times \Delta t_c) = 70 - (70 \times 0,1266)$$

$$\therefore \Delta t_c = 61 \text{ min.}$$

Na Tabela 3.40 estão indicadas como seriam as características do hidrograma de escoamento superficial, no ano de 2020, geradas por uma chuva crítica idêntica a do dia 09/01/1997, caso não se promova a detenção distribuída das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. As características determinadas para o hidrograma de escoamento superficial podem ser visualizadas na Figura 3.31.



**Figura 3.31** Hidrogramas do escoamento superficial observado e sem detenção das águas pluviais para Aimp = 36,39 km<sup>2</sup>, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (A = 42 km<sup>2</sup>)  
Evento (09 – 10/01/1997)

**Tabela 3.40** Hidrograma do escoamento superficial sem retenção das águas pluviais na Estação Fluvigráfica Curitiba Prado Velho no Rio Belém (Aimp = 36,39 km<sup>2</sup>)

Hora: min	Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Hora: min	Q <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> /s)
12:00	0,00	23:40	10,73
13:00	0,00	23:50	9,72
14:00	0,00	00:00	8,99
15:00	0,00	00:10	8,25
15:10	0,00	00:20	7,82
15:20	0,00	00:30	7,39
15:30	0,00	00:40	6,98
15:40	0,00	00:50	6,58
15:50	1,47	01:00	6,42
16:00	33,10	01:10	6,26
16:10	64,73	01:20	5,82
16:20	135,61	01:30	5,38
16:30	206,48	01:40	5,10
16:40	219,62	01:50	4,82
16:50	232,75	02:00	4,49
17:00	226,97	02:10	4,16
17:10	221,19	02:20	3,97
17:20	213,31	02:30	3,78
17:30	205,43	02:40	3,60
17:40	199,12	02:50	3,43
17:50	192,82	03:00	3,14
18:00	183,52	03:10	2,85
18:10	174,21	03:20	2,64
18:20	165,55	03:30	2,43
18:30	156,88	03:40	2,33
18:40	145,74	03:50	2,23
18:50	134,59	04:00	2,07
19:00	126,39	04:10	1,92
19:10	118,20	04:20	1,77
19:20	111,72	04:30	1,61
19:30	105,25	04:40	1,46
19:40	99,90	04:50	1,30
19:50	94,55	05:00	1,21
20:00	86,99	05:10	1,12
20:10	79,43	05:20	1,02
20:20	74,92	05:30	0,93
20:30	70,41	05:40	0,84
20:40	64,87	05:50	0,75
20:50	59,34	06:00	0,70
21:00	54,35	06:10	0,66
21:10	49,37	06:20	0,61
21:20	45,54	06:30	0,57
21:30	41,71	06:40	0,53
21:40	38,07	06:50	0,48
21:50	34,42	07:00	0,47
22:00	30,83	07:10	0,47
22:10	27,23	07:20	0,46
22:20	24,85	07:30	0,45
22:30	22,46	07:40	0,44
22:40	20,06	07:50	0,43
22:50	17,67	08:00	0,43
23:00	16,04	09:00	0,43
23:10	14,42	10:00	0,43
23:20	13,08	11:00	0,43
23:30	11,74	12:00	0,43

Da análise dos itens precedentes, a tese da relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp”, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, com a finalidade de equacionar a retenção distribuída das águas pluviais, para minimização dos níveis de água máximos das suas enchentes urbanas, ficou demonstrada, evidenciando a

sua extrema importância e a urgência de sua aplicação na Bacia. Resta agora, estabelecer as premissas da coleta para o dimensionamento dos volumes de armazenamento das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

### 3.2.4. Precipitação Pluvial Efetiva Versus Precipitação Pluvial Armazenável na Bacia

A condição principal a ser satisfeita na detenção distribuída das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, é dada por:

$$P_{ef} = P_{arm} \quad (3.42)$$

Onde:  $P_{ef}$  = precipitação pluvial efetiva sobre a bacia (mm);

$P_{arm}$  = precipitação pluvial armazenável (mm).

Na análise dos hidrogramas selecionados na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, foi considerada que a vazão do Rio Belém, anterior ao período da chuva, era devida exclusivamente a contribuição subterrânea (básica). Ao iniciar a onda da cheia ou da enchente, os acréscimos na vazão são devidos, exclusivamente, ao escoamento superficial (direto), uma vez que o Rio Belém sofre imediatamente os efeitos da chuva, isto é, as contribuições superficiais atingem rapidamente o seu talvegue. Uma vez cessado o efeito da chuva, novo período de depleção tem lugar, voltando a contribuição subterrânea a obedecer a sua lei normal de variação.

Devido a este fato, a separação dos escoamentos superficial e subterrâneo foi feita por meio de uma linha reta entre o início do ramo ascendente e o final do ramo descendente dos hidrogramas observados, dos 25 eventos pluviais selecionados no período de 1987 a 2001. Os

volumes de escoamento superficial estão indicados na Tabela 3.41.

A chuva efetiva sobre a bacia hidrográfica é determinada pela expressão:

$$P_{ef} = \frac{V_e}{A} \quad (3.43)$$

Onde:  $P_{ef}$  = chuva efetiva sobre a bacia hidrográfica (mm);

$V_e$  = volume de escoamento superficial ( $m^3$ );

$A$  = área de drenagem da bacia hidrográfica ( $m^2$ ).

Sabendo-se que a área de drenagem é igual a  $42 \text{ km}^2$ , os valores calculados da chuva efetiva sobre a bacia hidrográfica estão indicados na Tabela 3.41.

**Tabela 3.41** Precipitação total e efetiva na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )(Período: 1987 - 2001)

N	Data	$P_t$ (mm)	$V_e$ ( $\times 10^3 m^3$ )	$P_{ef}$ (mm)
1	20-21/04/87	11,0	217,1	5,2
2	03-04/10/88	19,7	206,9	4,9
3	28-29/12/88	24,9	209,2	5,0
4	09-10/01/89	40,8	1.011,0	24,1
5	14-15/01/90	21,2	231,5	5,5
6	26-27/01/90	27,5	358,1	8,5
7	02-03/03/90	26,8	675,4	16,1
8	15-16/03/90	42,2	797,6	19,0
9	09-10/10/90	24,0	231,8	5,5
10	03-04/02/91	45,9	539,8	12,8
11	07-08/02/92	10,8	213,2	5,1
12	25-26/10/93	15,4	219,9	5,2
13	14-15/01/94	30,6	501,2	11,9
14	30-31/01/94	42,6	787,3	18,7
15	20-21/02/94	11,2	159,9	3,8
16	08-09/11/94	19,2	161,3	3,8
17	13-14/01/95	19,2	483,8	11,5
18	26-27/02/96	79,6	1.036,4	24,7
19	08-09/03/96	21,3	268,4	6,4
20	27-28/12/96	27,5	947,1	22,5
21	09-10/01/97	64,2	2.399,8	57,1
22	21-22/02/99	82,0	3.099,6	73,8
23	26-27/12/99	33,4	182,4	4,3
24	18-19/01/00	21,6	117,9	2,8
25	30-31/08/01	17,6	428,3	10,2

Por meio da plotagem dos valores da chuva total e da chuva efetiva, indicados na Tabela 3.41, observou-se que o ajuste de uma relação entre esses pares de pontos, provavelmente a mais adequada, seria uma função exponencial. Para isso, tomou-se o logaritmo natural da  $P_{ef}$  e ajustaram-se os valores pela equação:

$$y = mx + b \quad (3.44)$$

Onde:  $y$  = chuva efetiva sobre a bacia (mm);

$x$  = chuva total sobre a bacia (mm);

$m$  = coeficiente angular;

$b$  = coeficiente linear.

Os coeficientes da reta de regressão são determinados pelas equações:

$$m = \frac{\Sigma xy - \frac{\Sigma x \cdot \Sigma y}{N}}{\Sigma x^2 - \frac{(\Sigma x)^2}{N}} \quad (3.45)$$

e

$$b = \frac{\Sigma y - m \cdot \Sigma x}{N} \quad (3.46)$$

Onde:  $N$  = número de pares de pontos.

Substituindo os valores calculados nas Equações (3.45) e (3.46):

$$m = \frac{2.106,08 - \frac{780,2 \cdot 56,96}{25}}{33.432,58 - \frac{(780,2)^2}{25}}$$

$$\therefore m = 0,036$$

$$b = \frac{56,96 - 0,036 \cdot 780,2}{25}$$

$$\therefore b = 1,15$$

com coeficiente de determinação  $R^2 = 0,90$ .

Substituindo os valores na Equação (3.44), obtemos:

$$\ln P_{ef} = 0,036 P_t + 1,15$$

$$\ln P_{ef} = 0,036 P_t + \ln 3,16$$

$$\therefore P_{ef} = 3,16 e^{0,036 P_t} \quad (3.47)$$

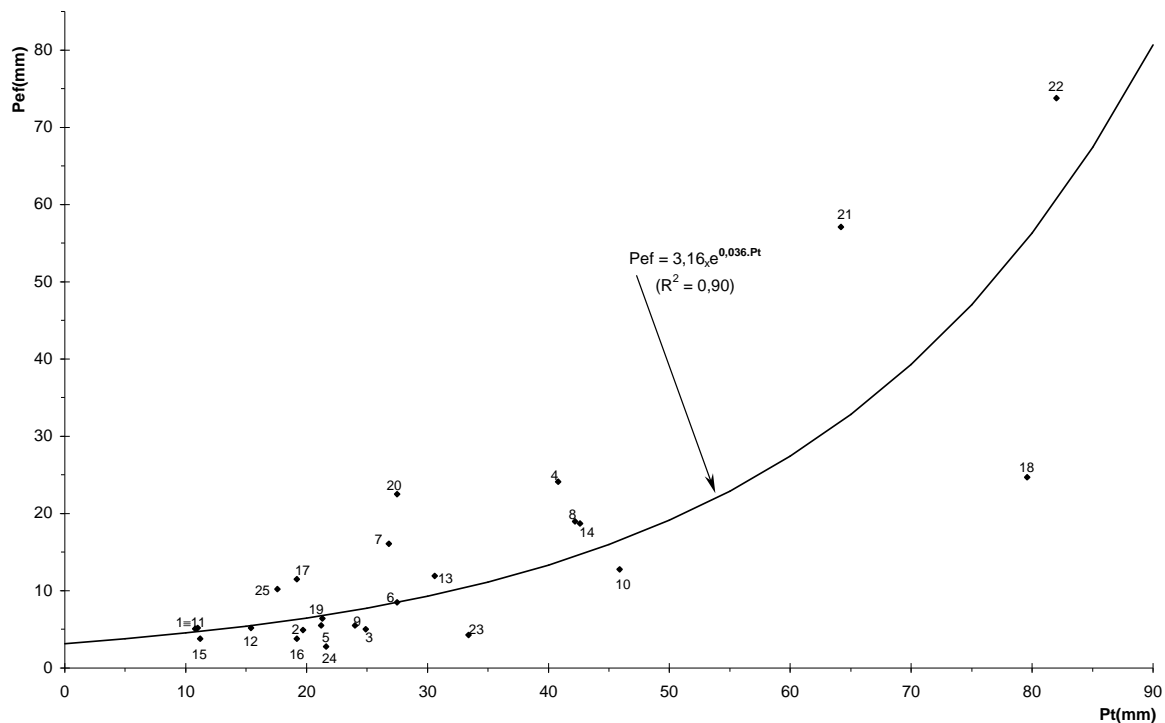
Onde:  $P_{ef}$  = chuva efetiva sobre a bacia hidrográfica (mm);

$P_t$  = chuva total sobre a bacia hidrográfica (mm);

$e$  = base dos logaritmos naturais ( $=2,718281$ ).

A relação entre a chuva efetiva e a chuva total sobre a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, Equação (3.47), está representada graficamente na Figura 3.32.





**Figura 3.32** Relação entre precipitação efetiva e precipitação total na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )  
[Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]

O outro lado da Equação (3.42), chuva armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, função da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia, “ $R_p$ ” = 25,71%, também indica ter um ajustamento exponencial entre os dois valores.

Para os 25 eventos críticos selecionados, no período de 1987 a 2001, retirando da Tabela 3.36, os valores das “áreas impermeáveis”, determinadas por “ $R_p$ ” = 25,71%, e indicadas na Tabela 3.42, calculando-se as precipitações pluviais armazenáveis por:

$$P_{\text{arm}} = \frac{P_{\text{ef}} \times " \Delta A_{\text{perm}} "}{" A_{\text{imp}} "} \quad (3.48)$$

Onde:  $P_{\text{arm}}$  = chuva armazenável na bacia (mm);

$P_{\text{ef}}$  = chuva efetiva calculada – Equação (3.47) (mm);

“ $\Delta A_{\text{perm}}$ ” = fração de área permeável obtida a partir da relação “Rp” = 25,71% - Tabela

3.36 (ha);

“ $A_{\text{imp}}$ ” = fração de área impermeável obtida a partir da relação “Rp” = 25,71% -

Tabela 3.36 (ha).

Os valores da chuva armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém estão indicadas na Tabela 3.42.

**Tabela 3.42** Áreas impermeáveis e precipitação armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no período 1987 – 2001

N	Data	Pt (mm)	$V_p$ (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	$V_{\text{arm}}$ (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	" $A_{\text{imp}}$ " (km <sup>2</sup> )	$P_{\text{arm}}$ (mm)
1	20-21/04/87	11,0	462,0	34,407	21,1554	1,63
2	03-04/10/88	19,7	827,4	47,846	21,5090	2,21
3	28-29/12/88	24,9	1.045,8	57,565	21,6090	2,66
4	09-10/01/89	40,8	1.713,6	103,169	21,7644	4,74
5	14-15/01/90	21,2	890,4	51,579	21,9156	2,35
6	26-27/01/90	27,5	1.155,0	64,474	21,9156	2,94
7	02-03/03/90	26,8	1.125,6	62,957	21,9156	2,87
8	15-16/03/90	42,2	1.772,4	109,227	21,9156	4,98
9	09-10/10/90	24,0	1.008,0	56,889	21,9156	2,60
10	03-04/02/91	45,9	1.927,8	126,057	22,0710	5,71
11	07-08/02/92	10,8	453,6	36,144	22,2264	1,63
12	25-26/10/93	15,4	646,8	42,596	22,3818	1,90
13	14-15/01/94	30,6	1.285,2	74,094	22,5372	3,29
14	30-31/01/94	42,6	1.789,2	113,871	22,5372	5,05
15	20-21/02/94	11,2	470,4	36,657	22,5372	1,63
16	08-09/11/94	19,2	806,4	49,136	22,5372	2,18
17	13-14/01/95	19,2	806,4	49,480	22,6884	2,18
18	26-27/02/96	79,6	3.342,2	438,927	22,8438	19,21
19	08-09/03/96	21,3	894,6	53,778	22,8438	2,35
20	27-28/12/96	27,5	1.155,0	67,223	22,8438	2,94
21	09-10/01/97	64,2	2.696,4	264,209	23,9316	11,04
22	21-22/02/99	82,0	3.444,0	506,929	24,2088	20,94
23	26-27/12/99	33,4	1.402,8	87,979	24,2088	3,63
24	18-19/01/00	21,6	907,2	58,134	24,3516	2,39
25	30-31/08/01	17,6	739,2	50,006	24,4902	2,04

(A = 42 km<sup>2</sup>)

Utilizando as Equações (3.45) e (3.46), temos:

$$m = \frac{689,34 - \frac{564,95 \cdot 30,27}{25}}{12.788,26 - \frac{(564,95)^2}{25}}$$

$$\therefore m = 0,2483$$

$$b = \frac{30,27 - 0,2483 \cdot 564,95}{25}$$

$$\therefore b = -4,40$$

com coeficiente de determinação  $R^2 = 0,77$ .

Substituindo os valores na Equação (3.44), obtemos:

$$\ln P_{\text{arm}} = 0,2483 "A_{\text{imp}}" - 4,40$$

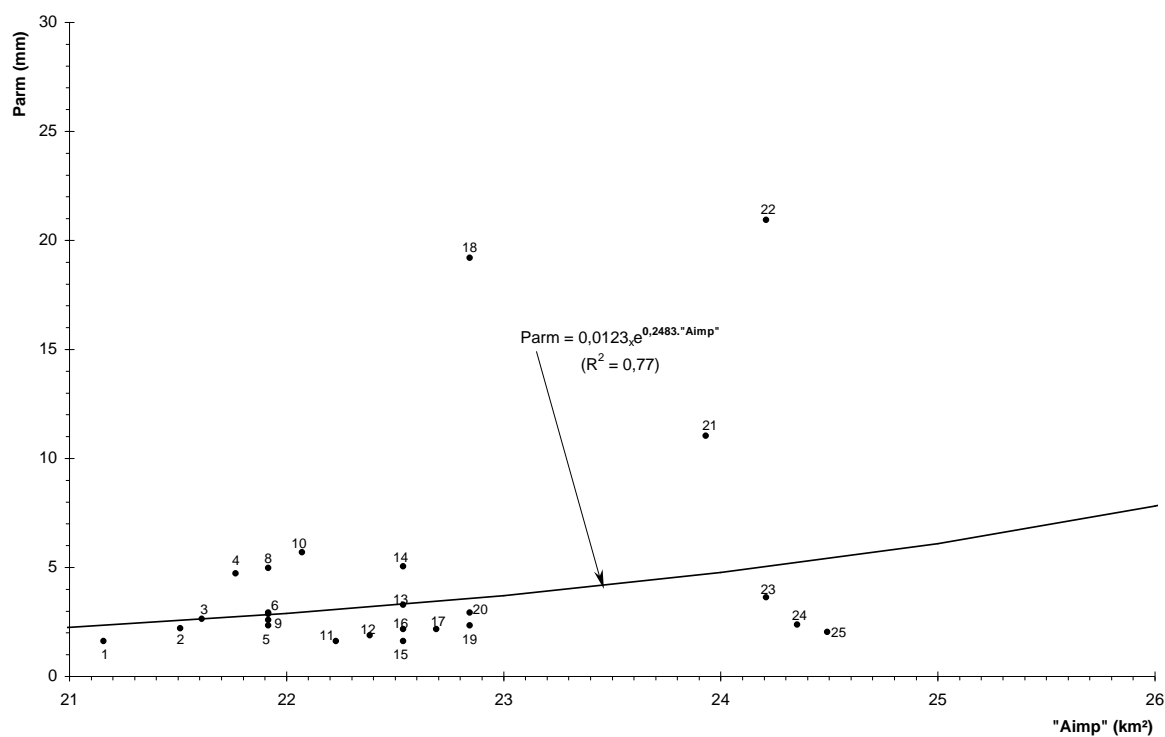
$$\ln P_{\text{arm}} = 0,2483 "A_{\text{imp}}" + \ln 0,0123$$

$$\therefore P_{\text{arm}} = 0,0123 e^{0,2483 "A_{\text{imp}}"} \quad (3.49)$$

Onde:  $P_{\text{arm}}$  = chuva armazenável na bacia (mm);

“ $A_{\text{imp}}$ ” = fração da área impermeável obtida a partir de “ $R_p$ ” = 25,71% ( $\text{km}^2$ ).

A relação entre a precipitação pluvial armazenável e a fração de área impermeável, obtida a partir da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia, “ $R_p$ ” = 25,71%, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, Equação (3.49), está representada graficamente na Figura 3.33.



**Figura 3.33** Precipitação armazenável em função da área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) (Período: 1987 – 2001)

Substituindo as Equações (3.47) e (3.49) na Equação (3.42), temos:

$$3,16 e^{0,036 P_t} = 0,0123 e^{0,2483 A_{\text{imp}}}$$

$$e^{0,036 P_t - 0,2483 A_{\text{imp}}} = 0,003892405$$

$$e^{0,036 P_t - 0,2483 A_{\text{imp}}} = e^{-5,55}$$

Pela igualdade das bases:

$$0,036 P_{\text{eft}} - 0,2483 A_{\text{imp}} = -5,55$$

$$\therefore P_{\text{eft}} = 6,89 "A_{\text{imp}}" - 154,17 \quad (3.50)$$

Onde:  $P_{\text{eft}}$  = chuva efetiva total sobre a bacia (mm);

“ $A_{\text{imp}}$ ” = área impermeável obtida pela relação “ $R_p$ ” = 25,71% ( $\text{km}^2$ ).

A chuva efetiva total será determinada para a impermeabilização máxima da bacia hidrográfica, no ano de 2020, obtida com a relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “ $R_p$ ” = 25,71%. Da Tabela 3.36, para o ano de 2020, “ $A_{\text{imp}}$ ” = 27,03  $\text{km}^2$ , que substituída na Equação (3.50) resulta:

$$\therefore P_{\text{eft}} = 6,89 \times 27,03 - 154,17$$

$$\therefore P_{\text{eft}} = 32,1 \text{ mm.}$$

### 3.2.5. Volume de Precipitação Pluvial Armazenável na Bacia

A partir da mesma premissa expressa pela Equação (3.42), com relação as chuvas, o volume da precipitação pluvial armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, será obtido em função do volume da chuva efetiva total sobre a bacia hidrográfica no ano de 2020, ou seja, quando a taxa de impermeabilização atingir o seu valor máximo.

Para os 25 eventos críticos selecionados, no período de 1987 a 2001, o volume armazenável na bacia hidrográfica é obtido por:

$$V_{\text{arm}} = P_{\text{efc}} \times " \Delta A_{\text{perm}} " \quad (3.51)$$

Onde:  $V_{\text{arm}}$  = volume da precipitação pluvial armazenável ( $\text{m}^3$ );

$P_{\text{efc}}$  = chuva efetiva calculada – Equação (3.47) (mm);

“ $\Delta A_{\text{perm}}$ ” = fração de área permeável obtida a partir da relação “ $R_p$ ” = 25,71% -  
Tabela 3.36 (ha);

e o volume da chuva efetiva total, determinado por:

$$V_{\text{pef}} = P_{\text{efc}} \times A \quad (3.52)$$

Onde:  $V_{\text{pef}}$  = volume da precipitação efetiva total ( $\text{m}^3$ );

$P_{\text{efc}}$  = chuva efetiva calculada – Equação (3.47) (mm);

$A$  = área de drenagem da bacia hidrográfica (= 4.200 ha).

Para os 25 eventos críticos, calcularam-se pela Equação (3.47), os valores da chuva efetiva calculada, os quais estão indicados na Tabela 3.43. Da Tabela 3.36 retiraram-se os valores da fração de área permeável da bacia e, os volumes da precipitação armazenável e da chuva efetiva total calculados pela Equações (3.51) e (3.52), cujos resultados estão indicados na Tabela 3.43.

**Tabela 3.43** Volumes da precipitação efetiva e volumes armazenáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém no período 1987 – 2001

N	Data	P <sub>t</sub> (mm)	P <sub>efe</sub> (mm)	"ΔA <sub>perm</sub> " (km <sup>2</sup> )	V <sub>arm</sub> (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )	V <sub>péf</sub> (x10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> )
1	20-21/04/87	11,0	4,7	7,3206	34,407	197,4
2	03-04/10/88	19,7	6,4	7,4760	47,846	268,8
3	28-29/12/88	24,9	7,7	7,4760	57,565	323,4
4	09-10/01/89	40,8	13,7	7,5306	103,169	575,4
5	14-15/01/90	21,2	6,8	7,5852	51,579	285,6
6	26-27/01/90	27,5	8,5	7,5852	64,474	357,0
7	02-03/03/90	26,8	8,3	7,5852	62,957	348,6
8	15-16/03/90	42,2	14,4	7,5852	109,227	604,8
9	09-10/10/90	24,0	7,5	7,5852	56,889	315,0
10	03-04/02/91	45,9	16,5	7,6398	126,057	693,0
11	07-08/02/92	10,8	4,7	7,6902	36,144	197,4
12	25-26/10/93	15,4	5,5	7,7448	42,596	231,0
13	14-15/01/94	30,6	9,5	7,7994	74,094	399,0
14	30-31/01/94	42,6	14,6	7,7994	113,871	613,2
15	20-21/02/94	11,2	4,7	7,7994	36,657	197,4
16	08-09/11/94	19,2	6,3	7,7994	49,136	264,6
17	13-14/01/95	19,2	6,3	7,8540	49,48	264,6
18	26-27/02/96	79,6	55,5	7,9086	438,927	2.331,0
19	08-09/03/96	21,3	6,8	7,9086	53,778	285,6
20	27-28/12/96	27,5	8,5	7,9086	67,223	357,0
21	09-10/01/97	64,2	31,9	8,2824	264,209	1.339,8
22	21-22/02/99	82,0	60,5	8,3790	506,929	2.541,0
23	26-27/12/99	33,4	10,5	8,3790	87,979	441,0
24	18-19/01/00	21,6	6,9	8,4252	58,134	289,8
25	30-31/08/01	17,6	5,9	8,4756	50,006	247,8

(A = 42 km<sup>2</sup>)

Estabelecendo a relação entre os volumes da precipitação armazenável e da chuva efetiva calculada, dos 25 eventos críticos indicados na Tabela 3.43, temos pela equação da regressão linear:

$$y = \left( \frac{\sum xy}{\sum x^2} \right) x \quad (3.53)$$

Onde:  $y = V_{arm} - \overline{M}y$ ;  $x = V_{péf} - \overline{M}x$ ;

$\overline{M}y$  = média da variável y;

$\overline{M}x$  = média da variável x.

Calculando os valores, obtemos:  $\overline{M}y = 105.733,47 \text{ m}^3$ ;  $\overline{M}x = 558.768 \text{ m}^3$ ;

$\Sigma xy = 325,08 \times 10^{10}$ ;  $\Sigma y^2 = 62,75 \times 10^{10}$  e  $\Sigma x^2 = 1.686,35 \times 10^{10}$  e, substituindo-os nas Equações (3.53) e (3.37), obtemos a relação:

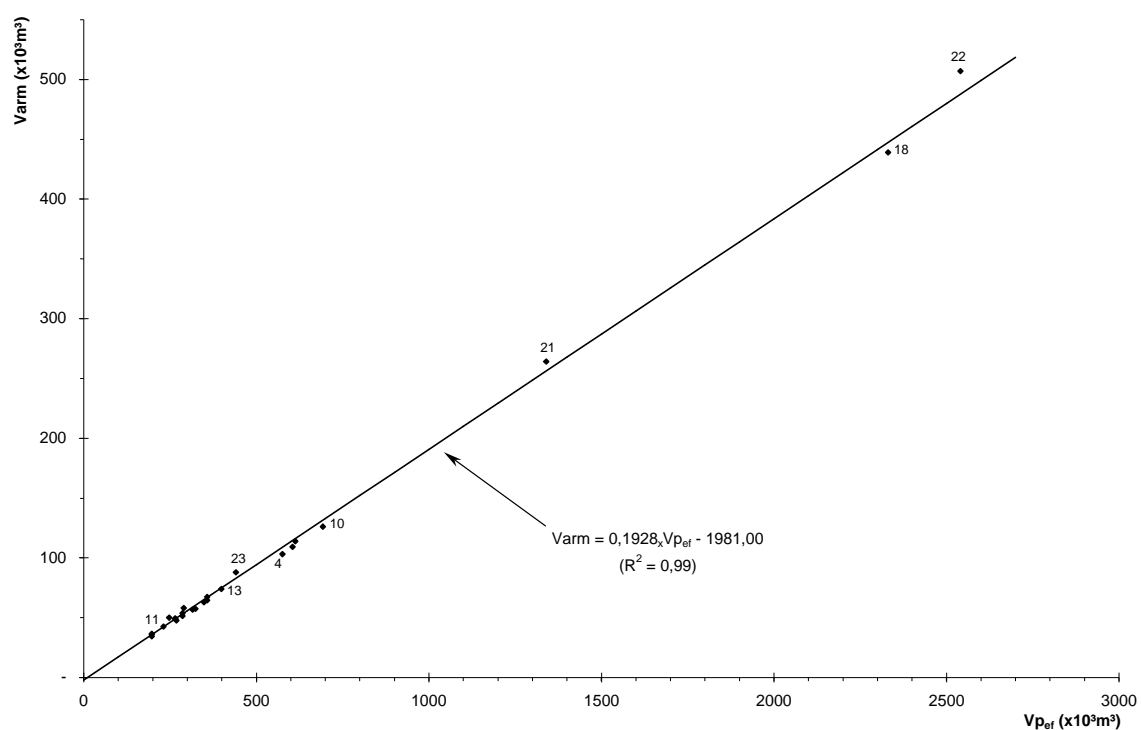
$$V_{\text{arm}} = 0,1928 \times V_{\text{pef}} - 1.981,00 \quad (R^2 = 0,99) \quad (3.54)$$

Onde:  $V_{\text{arm}}$  = volume da precipitação armazenável ( $\text{m}^3$ );

$V_{\text{pef}}$  = volume da precipitação efetiva total ( $\text{m}^3$ );

$R^2$  = coeficiente de determinação.

A relação expressa pela Equação (3.54) está representada graficamente na Figura 3.34.



**Figura 3.34** Relação entre o volume de precipitação efetiva e o volume armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]



Utilizando a Equação (3.54), determina-se o volume da precipitação armazenável total, para o ano de 2020, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, quando a taxa de impermeabilização dos solos será máxima, por:

$$V_{\text{arm}} = 0,1928 \times V_{\text{pef}} - 1.981,00$$

onde:  $V_{\text{pef}} = P_{\text{eft}} \times A_{\text{imp}}$  e, sabendo-se que  $P_{\text{eft}} = 32,1 \text{ mm}$  e  $A_{\text{imp}} = 36,39 \text{ km}^2$ , em 2020, o volume da chuva armazenável total:

$$V_{\text{arm}} = 0,1928 \times 32,1 \times 36,39 - 1.981,00$$

$$\therefore V_{\text{arm}} = 223.232,34 \text{ m}^3$$

A chuva armazenável total na Bacia, no ano de 2020, é determinada por:

$$P_{\text{arm}} = \frac{V_{\text{arm}}}{\Delta A_{\text{perm}}} = \frac{223.232,34}{9,4 \times 10^6}$$

$$\therefore P_{\text{arm}} = 23,7 \text{ mm}$$

Utilizando o conceito inserido na Equação (2.74), a precipitação pluvial total necessária a detenção das águas pluviais, para minimização das enchentes na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, com taxa de impermeabilização dos solos máxima, no ano de 2020,  $AI_{\text{máx}} = 86,64\%$ , é obtida por:

$$P_r = C \cdot P_{\text{arm}} \quad (3.55)$$

Onde:  $P_r$  = precipitação total de reservação das águas pluviais (mm);

$C$  = coeficiente de escoamento superficial máximo ( $= AI_{\text{máx}} = 0,8664$ );

$P_{\text{arm}}$  = chuva armazenável total na bacia (mm).

Substituindo os valores  $C \approx AI_{\text{máx}} = 0,8664$  e  $P_{\text{arm}} = 23,7$  mm na Equação (3.55), a chuva total necessária a detenção distribuída:

$$P_r = 0,8664 \times 23,7 \quad \therefore P_r = 20,5 \text{ mm}$$

O volume de reservação total das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, por unidade de área de coleta, é obtido por:

$$V_r = P_r \times A_c \quad (3.56)$$

Onde:  $V_r$  = volume unitário de reservação das águas pluviais ( $\text{m}^3/\text{m}^2$ );

$P_r$  = chuva total de reservação da bacia (mm);

$A_c$  = área unitária de coleta das águas pluviais ( $= 1 \text{ m}^2$ ).

Substituindo os valores  $P_r = 20,5$  mm e  $A_c = 1,0 \text{ m}^2$  na Equação (3.56), obtém-se:

$$V_r = 20,5 \times 10^{-3} \times 1 \quad \therefore V_r = 0,0205 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 20,5 \text{ l/m}^2$$

### 3.2.6. Capacidade dos Reservatórios de Armazenamento das Águas Pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

A capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, em função da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia, “ $R_p$ ” = 25,71%, para a impermeabilização máxima dos solos, no ano de 2020, é calculada por:

$$V = V_r \times A_c \quad (3.57)$$

Onde:  $V$  = capacidade do reservatório de armazenamento das águas pluviais ( $m^3$ );

$V_r$  = volume unitário de reservação das águas pluviais ( $= 0,0205 \text{ m}^3/\text{m}^2$ );

$A_c$  = área de coleta das águas pluviais ( $m^2$ ).

Com base na Equação (3.57), para várias áreas de coleta das águas pluviais, estão indicadas na Tabela 3.44, as capacidades correspondentes dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais nas litologias dos solos da Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes da Bacia.

**Tabela 3.44** Capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais nas áreas da Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

Área de Coleta $A_c \text{ (m}^2\text{)}$	Capacidade do Reservatório das Águas Pluviais $V \text{ (m}^3\text{)}$
10	0,20
100	2,05
1.000	20,50
10.000 (= 1 ha)	205,00 / ha
100.000	2.050,00
1.000.000 (=1 km <sup>2</sup> )	20.500,00 / km <sup>2</sup>

De acordo com Sub-Item 2.2.3 da Revisão da Literatura, Infiltração das Águas Pluviais, a recomendação de todos os pesquisadores citados, é a de que não sejam utilizados dispositivos de infiltração das águas pluviais, se o lençol freático, no período chuvoso, ficar a menos de 1,20 m da superfície, ou ainda, o coeficiente de permeabilidade baixo,  $K \leq 8$  mm/h, pois estes não apresentariam a mínima eficiência se construídos.

Dessa maneira, apenas na área dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, com 1.228,96 ha, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, é recomendada a utilização de dispositivos para infiltração das águas pluviais, visto que o coeficiente de permeabilidade para os solos saturados é alto,  $K_1 = 10^{-3}$  cm/s = 36 mm/h, e portanto, poder-se-á reduzir o volume armazenável para detenção das águas pluviais, dessa parte da bacia hidrográfica, visando a minimização das enchentes urbanas.

Na área da bacia hidrográfica com solos do Embasamento Cristalino, temos:

$$V_{pt} = V_{pef} + V_{inf} \quad (3.58)$$

Onde:  $V_{pt}$  = volume da precipitação total ( $m^3$ );

$V_{pef}$  = volume da precipitação efetiva ( $m^3$ );

$V_{inf}$  = volume de infiltração ( $m^3$ ).

Para o limite máximo da impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, no ano de 2020, temos:

- Da Tabela 3.32 a área permeável dos solos da Litologia Embasamento Cristalino:

$$A_p = 2,9114 \text{ km}^2;$$

- Da Tabela 3.27 o tempo de concentração da bacia hidrográfica, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem:  $t_c = 53,90$  min;

- Da Tabela 3.31 o coeficiente de permeabilidade dos solos saturados do Embasamento

Cristalino:  $K_1 = 36 \text{ mm/h}$ .

Pela Equação (3.38), obtemos o tempo de duração da chuva crítica:

$$53,90 = 0,80 t_d + 24,80$$

$$\therefore t_d = 36,37 \text{ min} = 0,61 \text{ h}$$

O volume de infiltração das águas pluviais, obtido pela Equação (3.35):

$$V_{\text{inf}} = K_1 \times t_d \times A_p = 36 \times 0,61 \times 2,9114$$

$$\therefore V_{\text{inf}} = 63.934,34 \text{ m}^3$$

Por definição, temos:

$$V_{\text{pt}} = P_t \times A_t \tag{3.59}$$

Onde:  $V_{\text{pt}}$  = volume precipitado total ( $\text{m}^3$ );

$P_t$  = precipitação total (mm);

$A_t$  = área de drenagem total ( $\text{km}^2$ ).

A partir da Tabela 3.29, estabelecendo a relação entre a vazão de escoamento superficial máximo e a chuva total sobre a bacia hidrográfica, dos 25 eventos críticos, do período compreendido entre 1987 e 2001, temos na Equação (3.53):

$$y = Q_{\text{máxe}} - \overline{M}y; \quad x = P_t - \overline{M}x;$$

$\overline{M}y$  = média da variável y;

$\overline{M}x$  = média da variável x.

e, calculando os valores:  $\overline{M}y = 120,84 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $\overline{M}x = 31,21 \text{ mm}$ ;  $\Sigma xy = 20.893,26$ ;

$\Sigma y^2 = 80.855,03$  e  $\Sigma x^2 = 9.084,09$ , que substituídos na equação de regressão linear:

$$(Q_{\text{máx}_e} - 120,84) = \left( \frac{20.893,26}{9.084,09} \right) (P_t - 31,21)$$

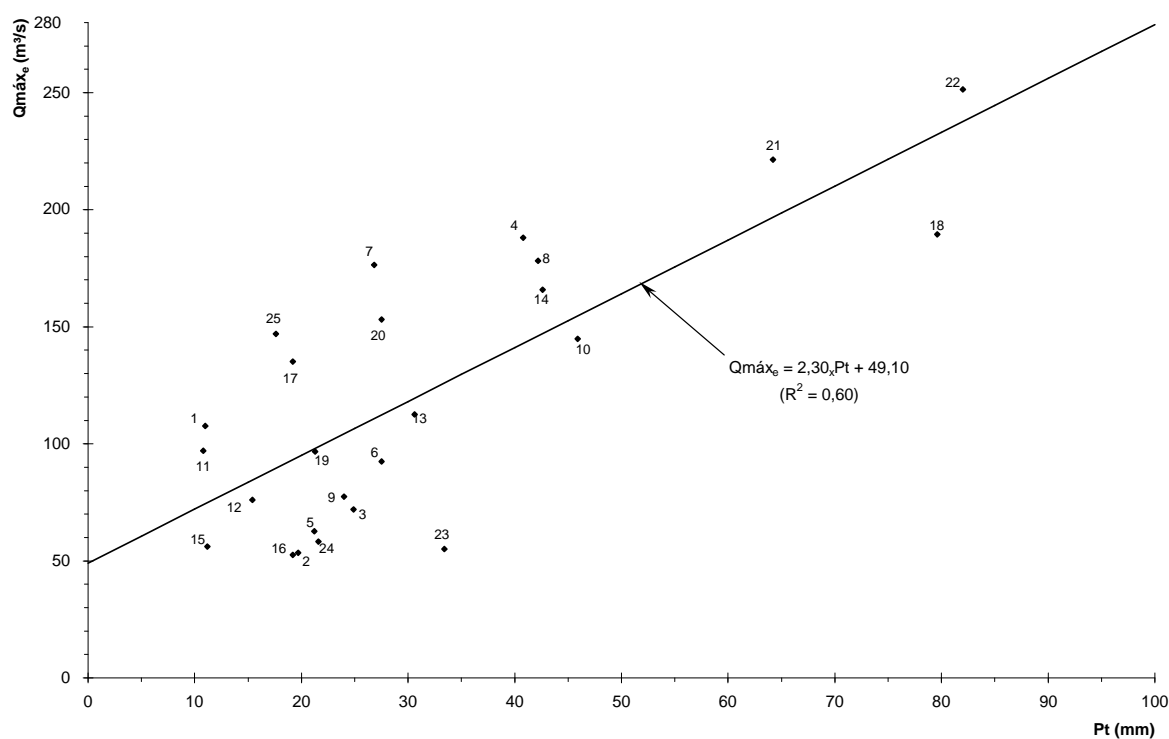
$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 2,30 P_t + 49,10 \quad (R^2 = 0,60) \quad (3.60)$$

Onde:  $Q_{\text{máx}_e}$  = vazão de escoamento superficial máximo ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$P_t$  = precipitação total sobre a bacia (mm);

$R^2$  = coeficiente de determinação.

A relação expressa pela Equação (3.60) está representada graficamente na Figura 3.35.



**Figura 3.35** Relação entre a precipitação total e escoamento superficial máximo na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) [Período: 1987 – 2001 (25 eventos)]

Substituindo o tempo de duração da chuva na Equação (3.40), obtém-se a vazão de escoamento superficial máximo:

$$36,37 = 0,225 Q_{\text{máx}_e} + 16,81$$

$$\therefore Q_{\text{máx}_e} = 86,95 \text{ m}^3 / \text{s}$$

e a precipitação total sobre a área da Litologia do Embasamento Cristalino, obtida pela Equação (3.60):

$$86,95 = 2,30 P_t + 49,10$$

$$\therefore P_t = 16,46 \text{ mm}$$

Substituindo na Equação (3.59) os valores:  $P_t = 16,46 \text{ mm}$  e  $A_t = 12,3135 \text{ km}^2$ , obtém-se:

$$V_{\text{pt}} = 16,46 \times 12,3135$$

$$\therefore V_{\text{pt}} = 202.679,86 \text{ m}^3$$

Substituindo os valores determinados na Equação (3.58):

$$202.679,86 = V_{\text{pef}} + 63.934,34$$

$$\therefore V_{\text{pef}} = 138.745,52 \text{ m}^3$$

A relação entre o volume da chuva efetiva e o volume armazenável das águas pluviais é dada pela Equação (3.54):

$$V_{\text{arm}} = 0,1928 \times 138.745,52 - 1.981,00$$

$$\therefore V_{\text{arm}} = 24.769,14 \text{ m}^3$$

A chuva armazenável nos solos da Litologia Embasamento Cristalino, no ano de 2020:

$$P_{\text{arm}} = \frac{V_{\text{arm}}}{A_{\text{perm}}} = \frac{24.769,14}{2,9114 \times 10^6}$$

$$\therefore P_{\text{arm}} = 8,51 \text{ mm}$$

A precipitação pluvial total necessária a reservação e detenção das águas pluviais, na área dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, é obtida por diferença:

$$P_{\text{rE.C.}} = P_r - \left( P_{\text{arm}} \times \frac{A_p}{A_t} \right)_{\text{E.C.}}$$

$$P_{\text{rE.C.}} = 20,50 - \left( 8,51 \times \frac{2,9114}{12,31} \right)_{\text{E.C.}} \quad \therefore P_{\text{rE.C.}} = 18,50 \text{ mm}$$

Identicamente ao estabelecido na área total da bacia hidrográfica, o volume unitário de reservação das águas pluviais, na área do Embasamento Cristalino:  $V_r = 0,0185 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 18,5 \text{ l/m}^2$ . Com base na Equação (3.57), as capacidades dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais, nas áreas dos solos da Litologia do Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, estão indicadas na Tabela 3.45.



**Tabela 3.45** Capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais nas áreas do Embasamento Cristalino da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ )

Área de Coleta $A_c \text{ (m}^2\text{)}$	Capacidade do Reservatório das Águas Pluviais $V \text{ (m}^3\text{)}$
10	0,18
100	1,85
1.000	18,50
10.000 (= 1 ha)	185,00 /ha
100.000	1.850,00
1.000.000 (=1 km <sup>2</sup> )	18.500,00 /km <sup>2</sup>

Comparando os valores determinados nas Tabelas 3.10, 3.11 e 3.22, ou ainda, observado-se os comportamentos das curvas das Figuras 3.17 e 3.18 com as indicadas nas Figuras 3.20 e 3.21, da evolução das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana Total e Parcial do Rio Belém, respectivamente, constatam-se que são idênticos, e portanto, sendo lícito estender os resultados obtidos na Bacia Hidrográfica Parcial para a Total, com 87,85 km<sup>2</sup> de área de drenagem.

Desta maneira, na Tabela 3.46, estão resumidos os valores da precipitação pluvial total de reservação, assim como o volume unitário da reservação correspondente, a serem adotados nos bairros que compõe a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para o dimensionamento da capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

**Tabela 3.46** Chuva total e volume unitário de reservação na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 87,85 \text{ km}^2$ )

Nº	BAIRROS	Áreas (ha)		Chuva Total $P_r$ (mm)	Volume Unitário $V_r$	
		Total	Belém		( $\text{l/m}^2$ )	( $\text{m}^3/\text{m}^2$ )
50	Abranches	431,80	259,15	18,5	18,5	0,0185
9	Água Verde	476,40	463,25	20,5	20,5	0,0205
14	Ahú	185,58	185,58	18,5	18,5	0,0185
4	Alto da Glória	87,86	87,86	20,5	20,5	0,0205
5	Alto da Rua XV	150,40	147,43	20,5	20,5	0,0205
35	Bacacheri	698,10	4,89	20,5	20,5	0,0205
52	Barreirinha	373,30	109,92	18,5	18,5	0,0185
10	Batel	176,00	169,43	20,5	20,5	0,0205
11	Bigorrrilho	350,30	88,99	20,5	20,5	0,0205
34	Boa Vista	513,60	6,17	20,5	20,5	0,0205
13	Bom Retiro	187,60	187,60	18,5	18,5	0,0185
56	Boqueirão	1.480,20	1.211,82	20,5	20,5	0,0205
16	Cabral	204,00	200,65	20,5	20,5	0,0205
51	Cachoeira	306,90	84,84	18,5	18,5	0,0185
1	Centro	327,80	327,80	20,5	20,5	0,0205
3	Centro Cívico	91,80	91,80	20,5	20,5	0,0205
6	Cristo Rei	146,40	144,78	20,5	20,5	0,0205
39	Fanny	201,24	201,24	20,5	20,5	0,0205
23	Guabirotuba	261,05	261,05	20,5	20,5	0,0205
26	Guaíra	230,35	230,35	20,5	20,5	0,0205
38	Hauer	404,68	404,68	20,5	20,5	0,0205
17	Hugo Lange	115,00	107,50	20,5	20,5	0,0205
7	Jd. Botânico	117,70	117,70	20,5	20,5	0,0205
22	Jd. das Américas	387,40	314,30	20,5	20,5	0,0205
15	Juvevê	123,43	123,43	20,5	20,5	0,0205
40	Lindóia	116,43	116,43	20,5	20,5	0,0205
12	Mercês	327,60	187,42	20,5	20,5	0,0205
41	Novo Mundo	599,20	261,31	20,5	20,5	0,0205
25	Parolin	225,70	225,70	20,5	20,5	0,0205
32	Pilarzinho	713,10	214,92	18,5	18,5	0,0185
27	Portão	569,50	114,53	20,5	20,5	0,0205
24	Prado Velho	243,91	243,91	20,5	20,5	0,0205
8	Rebouças	297,70	297,70	20,5	20,5	0,0205
2	São Francisco	134,56	134,56	20,5	20,5	0,0205
33	São Lourenço	225,11	225,11	18,5	18,5	0,0185
49	Taboão	171,50	2,75	18,5	18,5	0,0185
37	Uberaba	1.408,60	667,39	20,5	20,5	0,0205
31	Vista Alegre	369,10	133,29	18,5	18,5	0,0185
57	Xaxim	892,40	267,40	20,5	20,5	0,0205

Volume do Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais:  $V = V_r \times A_c$

Exemplos:  $A_c = 100,00 \text{ m}^2$  no Bairro Ahú:  $V = 0,0185 \times 100,00 = 1,85 \text{ m}^3$

$A_c = 100,00 \text{ m}^2$  no Bairro Boqueirão:  $V = 0,0205 \times 100,00 = 2,05 \text{ m}^3$

### 3.3 Utilização das Águas Pluviais da Drenagem Urbana

De acordo com a ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, a Norma Brasileira NBR 5626/82: “Instalações Prediais de Água Fria”, a qual fixa as condições exigíveis quanto a maneira e os critérios pelos quais devem ser projetadas as instalações prediais de água fria, para atender as exigências técnicas mínimas de higiene, segurança, economia e conforto dos usuários. A Norma se aplica a quaisquer tipo de instalações de água

fria para uso e consumo humanos.

Do Capítulo 4, da NBR 5626/82, extraímos das condições específicas:

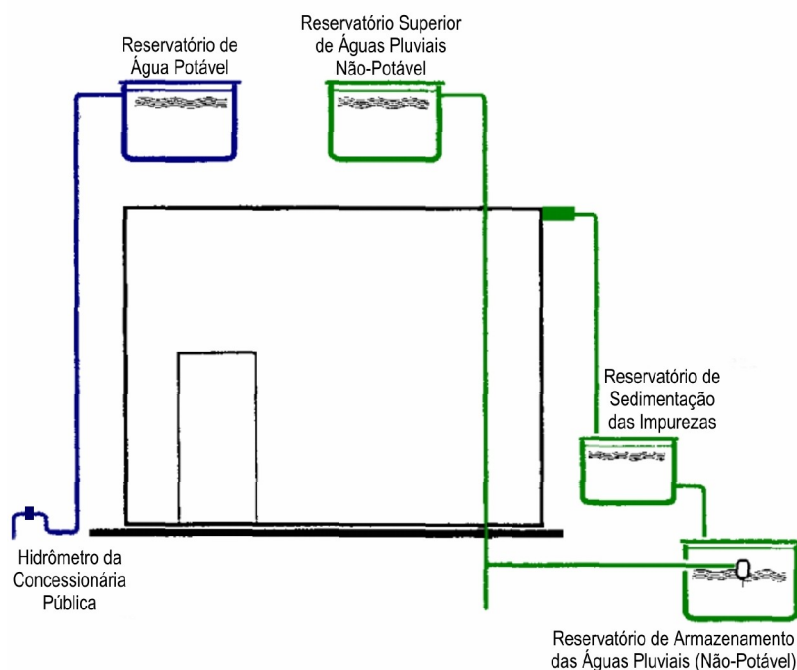
#### “4.1 Sistema de Abastecimento

4.1.1 A instalação predial de água fria pode ser alimentada por:

- a) Rede pública de abastecimento;
- b) Sistema privado (quando não ocorrer o caso anterior).

4.1.2 Admite-se que se utilize outro sistema de abastecimento, **simultaneamente com o público**, para finalidades diversas de combate a incêndios, uso industrial, lavagem de pisos, alimentação de caixas e válvulas de descarga e outras. Desde que constitua um **sistema totalmente independente** e seja perfeitamente caracterizado a fim de **tornar impossível** o consumo humano de **água não-potável**.”

O Sistema Privado de Armazenamento e Utilização das Águas Pluviais, conforme especificado no Sub-item 4.1.2 da NBR 5626/82, esquematicamente, está representado na Figura 3.36, separado e totalmente independente do Sistema de Abastecimento Público.



**Figura 3.36** Sistema de águas pluviais separado do sistema de abastecimento público

Portanto, os sistemas de coleta e armazenamento das águas pluviais, para detenção distribuída das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém e minimização das suas enchentes, são factíveis de serem utilizados, conforme especificado no Sub-Item 4.1.2 da Norma NBR 5626/82, destacando-se que os usos das águas pluviais deverão ser para fins não-potáveis. Caso contrário, as águas pluviais deverão passar por **tratamento e desinfecção** e, atender aos padrões de potabilidade fixados pela Portaria Nº 1469/01, do Ministério da Saúde.

Pela substituição das águas potáveis fornecidas pelo sistema de abastecimento público, visando a otimização na utilização dos mananciais de abastecimento, preservando-os e não exaurindo sua exploração num pequeno espaço de tempo, destacam-se as seguintes utilizações das águas pluviais da drenagem urbana, para fins não-potáveis: Descargas nas bacias sanitárias; lavagem de veículos; lavagem de calçadas e das áreas de estacionamento de veículos; limpeza de coletores de esgotos sanitários; lavagem de ruas; rega de plantas; irrigação de jardins residenciais e de logradouros públicos; processos industriais que não exigirem potabilidade; combate a incêndios ou outros usos em situações emergenciais.

### **3.3.1. Volume Máximo Médio Anual de Águas Pluviais**

Do banco de dados pluviométricos do Laboratório de Climatologia, Hidrologia e Recursos Hídricos, do Curso de Engenharia Civil da PUCPR, para uma série histórica completa de 19 anos (1982 – 2000), na Tabela 3.47 estão indicadas as alturas mensais da chuva, os totais precipitados e o número de dias com chuvas anualmente, observados na Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho (Figura 3.4), na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.47** Precipitações pluviais mensais na Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém (mm)

ANO	CARACTERÍSTICAS MENSAIS												CARACTERÍSTICAS ANUAIS	
	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	TOTAL / (%)	N.D.C./(%)
1982	36,1	230,8	55,9	35,8	63,9	240,9	106,0	50,9	9,1	191,7	249,7	141,1	1.411,9 / 0,93	153 / 42,92
1983	204,7	66,5	93,6	150,0	307,8	218,4	262,4	5,1	235,8	82,3	38,2	221,3	1.886,1 / 1,25	174 / 47,67
1984	111,5	22,3	192,0	121,2	150,2	145,7	51,6	193,6	118,3	41,3	164,8	128,0	1.440,5 / 0,95	122 / 33,42
1985	33,7	132,9	64,6	98,3	17,1	37,6	27,8	18,5	116,6	53,4	45,4	91,0	736,9 / 0,49	98 / 26,85
1986	225,5	129,2	123,1	85,0	84,1	12,2	36,1	116,1	59,5	101,6	182,3	264,2	1.418,9 / 0,94	143 / 39,18
1987	120,5	213,5	26,0	132,9	283,8	112,6	41,4	53,7	87,7	121,0	59,0	142,0	1.394,1 / 0,92	133 / 36,44
1988	121,4	125,4	131,7	98,7	276,1	75,4	19,6	1,9	75,9	101,5	28,8	176,3	1.232,7 / 0,82	121 / 33,15
1989	304,6	122,8	78,7	135,3	103,2	47,7	130,5	40,3	142,1	85,8	76,4	139,3	1.406,7 / 0,93	155 / 42,47
1990	287,9	106,2	242,8	136,3	93,4	83,9	236,9	142,5	116,0	145,1	163,3	82,8	1.837,1 / 1,22	151 / 41,37
1991	136,7	137,0	191,4	48,1	49,9	131,7	1,6	69,2	43,4	162,2	74,7	163,8	1.209,7 / 0,80	125 / 34,25
1992	114,8	151,5	172,0	17,3	292,2	29,6	150,4	151,3	68,8	63,4	144,1	26,1	1.381,5 / 0,91	134 / 36,71
1993	259,6	181,2	126,8	86,0	169,9	85,9	105,4	34,2	369,6	156,3	97,4	114,0	1.786,3 / 1,18	141 / 38,63
1994	274,9	161,0	68,7	64,4	80,4	88,4	124,0	3,4	5,0	139,4	149,9	164,0	1.323,5 / 0,88	124 / 33,97
1995	423,5	120,9	126,0	63,6	37,4	104,7	102,1	65,3	148,4	149,9	82,4	150,2	1.574,4 / 1,04	116 / 31,78
1996	246,0	270,6	270,3	27,0	2,4	113,3	95,9	79,4	192,6	177,1	168,1	233,5	1.876,2 / 1,24	139 / 38,08
1997	370,0	260,6	52,5	16,5	54,3	144,6	45,6	105,9	159,8	209,4	245,2	160,2	1.824,6 / 1,21	121 / 33,15
1998	131,5	181,4	318,2	112,6	33,2	93,8	133,8	271,6	369,0	206,4	14,1	108,8	1.974,4 / 1,31	129 / 35,34
1999	303,6	374,6	120,6	76,0	57,4	88,6	141,2	12,6	116,2	105,4	70,2	120,0	1.586,4 / 1,05	126 / 34,52
2000	166,4	126,7	119,6	11,4	24,2	121,2	72,8	73,4	223,4	149,6	158,8	163,9	1.411,4 / 0,93	124 / 33,97
MÉDIA	203,8	163,9	135,5	79,8	114,8	104,0	99,2	78,4	139,8	128,6	116,5	146,9	1.511,2 / 1,00	133 / 36,44

N.D.C. = Número de Dias com Chuva

**Fonte:** Banco de Dados Hidrológicos do Laboratório de Climatologia, Hidrologia e Recursos Hídricos do Curso de Engenharia Civil / PUCPR (2001)

Para o dimensionamento dos reservatórios de armazenamento e utilização das águas pluviais, o volume máximo médio anual das águas de chuva que poderá ser aproveitado não será o mesmo que o volume precipitado total.

Os coeficientes de escoamento superficial C das áreas de coleta das águas pluviais, comumente utilizados, estão indicados na Tabela 3.48.

**Tabela 3.48** Coeficientes de escoamento superficial das áreas de coleta das águas pluviais

Áreas de Coleta das Águas Pluviais	Coeficiente de Escoamento Superficial C
- Telhas cerâmicas	0,80 a 0,90
- Telhas, lajotas e ladrilhos vitrificados	0,90 a 0,95
- Telhas de cimento-amianto	0,70 a 0,85
- Telhas metálicas corrugadas	0,80 a 0,95
- Lajotas e blocos de concreto	0,70 a 0,80
- Lajotas e blocos de granito	0,90 a 0,95
- Pavimentos de concreto	0,80 a 0,95
- Pavimentos asfálticos	0,70 a 0,90

Na Tabela 3.48 observamos que as perdas de água por evaporação, vazamentos, limpeza dos telhados e de outras áreas de coleta, ou ainda, perdas na auto-limpeza do sistema, representam cerca de 5% até 30% de perdas do volume precipitado total. Dessa maneira, para a coleta e utilização das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, adotar-se-á coeficiente de escoamento superficial das áreas de coleta  $C = 0,85$ .

O aproveitamento máximo mensal das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, levando-se em conta o coeficiente de escoamento superficial das áreas de coleta  $C = 0,85$ , é obtido por:

$$\overline{Q} = C \times \overline{P} \times A_c \quad (3.61)$$

Onde:  $\overline{Q}$  = volume médio de águas pluviais ( $m^3$ );

$C$  = coeficiente de escoamento superficial da área de coleta ( $C = 0,85$ );

$\overline{P}$  = altura total média de chuva (m);

$A_c$  = área de coleta das águas pluviais ( $m^2$ ).

Retirando da Tabela 3.47 as alturas totais médias mensais das chuvas, e aplicando a Equação (3.61), obtemos na Tabela 3.49, os valores dos volumes mensais médios aproveitáveis das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

**Tabela 3.49** Volumes mensais médios aproveitáveis das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém

Mês	Altura Total Média da Chuva $\bar{P}$ (mm)	Volume Médio das Águas Pluviais $\bar{Q}$ (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )
Janeiro	203,8	0,173
Fevereiro	163,9	0,139
Março	135,5	0,115
Abril	79,8	0,068
Maio	114,8	0,098
Junho	104,0	0,088
Julho	99,2	0,084
Agosto	78,4	0,067
Setembro	139,8	0,119
Outubro	128,6	0,109
Novembro	116,5	0,099
Dezembro	146,9	0,125
Anual	1.511,2	1,284

(C = 0,85; A<sub>c</sub> = 1,00 m<sup>2</sup>)

### 3.3.2. Consumo Doméstico de Água Potável

Com o aumento das populações urbanas e, diretamente proporcional, a diminuição dos mananciais abastecedores, com parâmetros de qualidade da água bruta compatíveis com a Resolução N° 20/86, do CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente, o abastecimento de água potável em muitas cidades, principalmente nos grandes centros urbanos, torna-se a cada dia mais problemático. Desta maneira, é necessário conscientizar as populações sobre a importância de controlar as perdas, promovendo usos eficientes da água, sem desperdícios, ou ainda, promover a economia da água potável, pela coleta e utilização das águas pluviais, para usos não-potáveis e, auxiliando na minimização das enchentes urbanas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

CRÓSTA (2000) fornece na Tabela 3.50, uma indicação do volume médio de água necessária para vários usos domésticos.

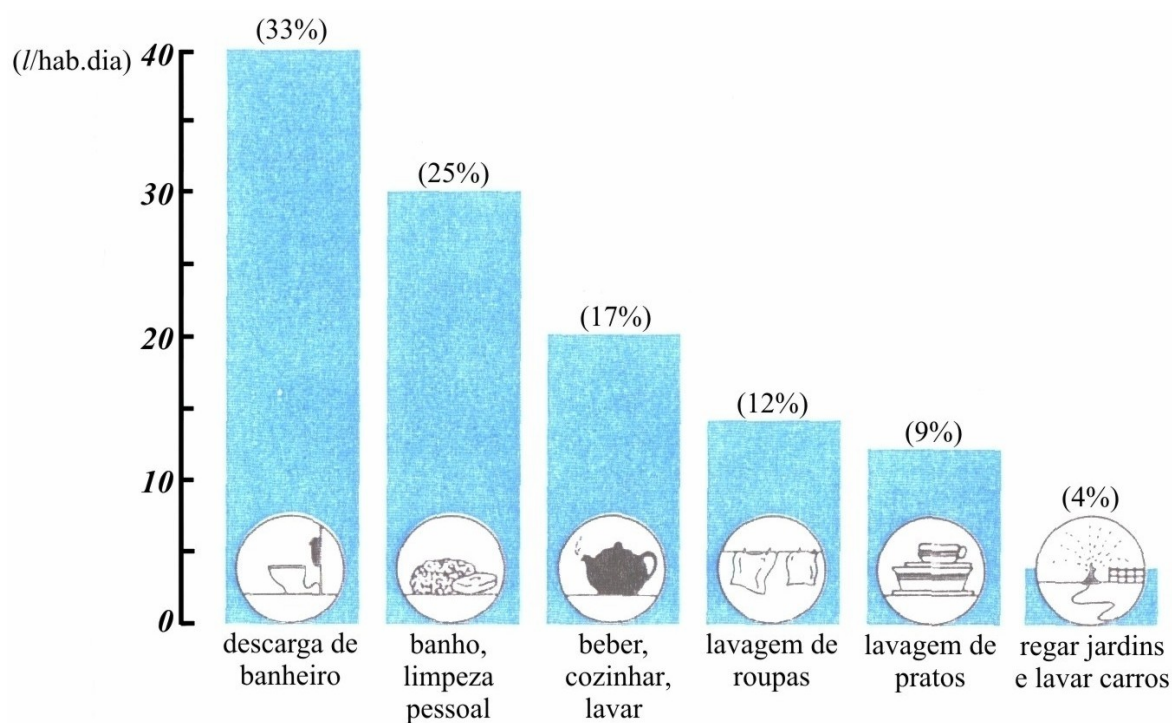


**Tabela 3.50** Necessidade média de água para usos domésticos

Tipo de Uso da Água Potável	Volume Médio Necessário (l)
- Descarga na bacia sanitária (por descarga)	12 – 20
- Banho (banheira)	130-170
- Chuveiro (por minuto)	20
- Máquina de lavar (por lavagem)	130
- Molhar o jardim	1.300

**Fonte:** CRÓSTA (2000)

Segundo CRÓSTA (2000), na Inglaterra e no País de Gales, uma média de 120 l de água potável por pessoa, diariamente, é utilizada nas casas, conforme os diferentes usos dessa água, indicados na Figura 3.37.

**Figura 3.37** Uso doméstico médio diário de água potável na Inglaterra e no País de Gales**Fonte:** CRÓSTA (2000)

O Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água – PNCDA (1998), retrata na Tabela 3.51, a estimativa feita por GONÇALVES (1995), da distribuição do consumo domiciliar por ponto de consumo.

**Tabela 3.51** Distribuição do consumo domiciliar de água potável por ponto de consumo

Pontos de Consumo	% da Distribuição do Consumo
- Bacia sanitária	38
- Banho / Chuveiro	29
- Lavatório	5
- Lavagem de roupa	17
- Lavagem de louça	6
- Beber / Cozinhar	5
<b>TOTAL</b>	<b>100</b>

**Fonte:** PNCDA (1998)

Estimativas semelhantes feitas pela Engenheira Civil Lúcia Helena de Oliveira, para a Região Metropolitana de São Paulo – RMSP, são mostrados na Tabela 3.52, os consumos domiciliares em casas e sobrados e, em apartamentos residenciais.

**Tabela 3.52** Consumo usual de água potável em casas e sobrados e nos apartamentos da Região Metropolitana de São Paulo

Pontos de Consumo	Casas e Sobrados		Apartamentos	
	Consumo (l/hab.dia)	Peso Relativo (%)	Consumo (l/hab.dia)	Peso Relativo (%)
- Bacia sanitária	60	29	75	30
- Chuveiro	58	28	72	29
- Lavatório	12	6	15	6
- Pia	34	17	45	18
- Lava-louça	10	5	10	4
- Tanque	12	6	12	5
- Lava-roupa	19	9	19	8
<b>TOTAL</b>	<b>205</b>	<b>100</b>	<b>248</b>	<b>100</b>

**Fonte:** PNCDA (1998)

Da Figura 3.37 e das Tabelas 3.51 e 3.52, observa-se que é significativa a concentração do consumo domiciliar de água potável para fins de higiene pessoal, representando de 65 até 75% do total de água consumida no domicílio.

No prospecto do Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE, do Estado de São Paulo, de 1999, com relação a economia de água nas residências, na Tabela 3.53 encontram-se os valores estimativos do consumo médio diário de água potável, nas casas e sobrados e nos apartamentos residenciais. Salientam que o consumo maior nos apartamentos é em consequência da falta de medição com hidrômetros individuais.

**Tabela 3.53** Consumo médio diário de água potável

<b>Tipo de Ocupação</b>	<b>Consumo Médio (l/hab.dia)</b>
- Casas e Sobrados	150
- Apartamentos	200

**Fonte:** DAEE (1999)

TOMAZ (1998) fornece estimativas do consumo de água potável, a qual pode ser substituída por águas pluviais em usos internos e externos, cujos parâmetros de consumo podem ser visualizados na Tabela 3.54.

**Tabela 3.54** Substituição do consumo de água potável pela utilização das águas pluviais

<b>Uso Interno</b>	<b>Parâmetro de Consumo</b>
- Bacia sanitária (5 descargas/dia.hab)	- 6 l <sup>(*)</sup> a 15 l/descarga - 30 l a 75 l/dia.hab ( $\approx$ 40% do consumo diário)
<b>Uso Externo</b>	<b>Parâmetro de Consumo</b>
- Lavagem de calçadas, garagens e pátios de estacionamentos	- 2 l/dia.m <sup>2</sup> a 5 l/dia.m <sup>2</sup>
- Lavagem de carro (1 a 2 vezes / semana)	- 150 l a 300 l/semana
- Lavagem de carro em lava-jato	- 150 l a 300 l/carro
- Irrigação de jardins e plantas ornamentais	- 2 l/dia.m <sup>2</sup> a 5 l/dia.m <sup>2</sup>
- Manutenção de uma piscina	- 2,5 l/dia.m <sup>2</sup> a 6 l/dia.m <sup>2</sup>

(\*) Consumo de 6 l/descarga em bacia sanitária acoplada a caixa de descarga

**Fonte:** TOMAZ(1998)

### 3.3.3. Tarifas de Água Potável dos Sistemas Públicos

O preço final da tarifa de água potável é formado pela composição de quatro variáveis:

1<sup>a</sup>) Preço da captação, tratamento e distribuição; 2<sup>a</sup>) Preço da coleta e tratamento dos esgotos sanitários; 3<sup>a</sup>) Preço do uso da água; 4<sup>a</sup>) Preço da poluição da água.

No Brasil, apesar da existência de legislação que permite englobar as quatro variáveis no preço da tarifa, o preço da água potável, atualmente, ainda é formado pelas duas primeiras variáveis. Exceção é o Município de Santo André –SP, que incorporou a partir de 1998, a Taxa de Drenagem das águas pluviais, expressa pela Equação (2.58), na tarifa mensal de água e esgoto, conforme exposto no Sub-item 2.2.1, da Revisão da Literatura.

As tarifas de água potável podem ter subsídios internos ou externos. De modo geral,

no Brasil, empregam-se os subsídios internos. É usado para subsídio interno no preço da água potável, para quem consome um limite de até 10 m<sup>3</sup>/mês. Assim, quem consome mais que ele em outras categorias de consumidores, como os comerciais e os industriais, é que pagarão o resto da tarifa.

Existe variabilidade das tarifas de água potável, devido a peculiaridades locais e regionais, tais como escassez de recursos hídricos, relevo, formações litológicas, etc, ou ainda, das políticas econômicas regionais e nacionais, onde se encontram implantados os sistemas de abastecimento público. Em algumas cidades, regiões e/ou países, indicados na Tabela 3.55, pode ser observada essa variabilidade na tarifa média por m<sup>3</sup> de água potável consumida.

**Tabela 3.55** Tarifa para o consumo médio de 1 m<sup>3</sup> de água potável em sistema de abastecimento público

<b>País – Cidade – Região</b>	<b>Tarifa (US\$/m<sup>3</sup>)</b>
- África do Sul	0,40
- Alemanha	1,89
- Alemanha: Hamburgo	2,18
Osnabrück	1,76
Wallenhorst	1,04
- Austrália	0,49
- Bélgica	1,53
- Brasil: Guarulhos (1995)	0,68
Guarulhos (1996)	0,89
São Paulo (1995)	0,32
São Paulo (1996)	0,42
- Canadá	0,40
- China: Beijing	0,20
- Dinamarca	1,62
- Espanha	0,56
- Estados Unidos da América	0,47
- Finlândia	0,56
- França	0,72
- França: Paris	2,25
- Holanda	1,24
- Inglaterra	1,17
- Itália	0,75
- Itália: Milão	0,17
Palermo	0,95
- Japão: Okinawa	1,51
Região Metropolitana de Tóquio	0,92
- Noruega	0,28
- Noruega: Oslo	0,36
- Suécia	0,43
- Tailândia: Bangkok	0,21

A concessão do sistema de abastecimento de água potável, do Município de Curitiba, é da Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR, cujas tarifas vigentes no período de 01/12/2000 até 30/11/2001, estão indicadas na Tabela 3.56.

**Tabela 3.56** Tarifas por faixa de consumo de água potável no Município de Curitiba

CATEGORIA	FAIXA DE CONSUMO	TARIFA	
		(R\$)	(US\$/m <sup>3</sup> )
Residencial	$\leq 10 \text{ m}^3$	10,25	0,53
	11 m <sup>3</sup> a 30 m <sup>3</sup>	10,25 + 1,55 / m <sup>3</sup> excedente a 10 m <sup>3</sup>	
	> 30 m <sup>3</sup>	41,25 + 2,65 / m <sup>3</sup> excedente a 30 m <sup>3</sup>	
Comercial, Industrial, Público	$\leq 10 \text{ m}^3$	18,50	0,95
	> 10 m <sup>3</sup>	18,50 + 2,10 / m <sup>3</sup> excedente a 10 m <sup>3</sup>	
Social	$\leq 10 \text{ m}^3$	3,80	0,20

Observações: 1ª) 1 US\$ = 1,944 R\$ (01/12/2000)

2ª) Tarifa de esgotos sanitários = 80% da tarifa de água<sup>(11)</sup>

3ª) Tarifa de água social = 37,07% da tarifa de água residencial

4ª) Tarifa de esgotos sanitários social = 50% da tarifa de água social

**Fonte:** Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR (01/12/2000)

### 3.3.4. Consumos Residenciais e Comerciais de Água Potável

Na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram levantados os dados de consumo mensal de água potável, fornecida pelo sistema de abastecimento público da Concessionária SANEPAR, de quatro consumidores, sendo dois residenciais e dois comerciais, objetivando verificar a economia proporcionada na tarifa, caso promovessem a utilização das águas pluviais em substituição as águas potáveis.

<sup>(11)</sup> A Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR, a partir de 01/03/2002, adotou na Região Metropolitana de Curitiba, para a tarifa dos esgotos sanitários = 85% da tarifa de água potável.

**Caso Prático A:** Consumo em casa residencial unifamiliar, Tabela 3.57, localizada no

Bairro Boqueirão, na Rua Januário Alves de Souza Nº 1524.

- Características da Construção:

- Casa de alvenaria com 1 pavimento;
- Moradores = 5 pessoas;
- Área do telhado =  $110 \text{ m}^2 = A_c$  (Área de coleta das águas pluviais);
- Áreas de calçadas e de garagem =  $76 \text{ m}^2$ ;
- Bacias sanitárias = 1 ( 12 l/descarga).

**Tabela 3.57** Consumo mensal em casa residencial unifamiliar

Mês / Ano	Consumo ( $\text{m}^3$ )	Água (R\$)	Esgoto = 0,80 (R\$)	Água (R\$)	Total (R\$)
Jun/00	19	20,36	16,29		36,65
Jul/00	20	21,44	17,15		38,59
Ago/00	19	20,36	16,29		36,65
Set/00	23	24,65	19,72		44,37
Out/00	20	21,44	17,15		38,59
Nov/00	23	24,38	19,50		43,88
Dez/00	30	41,25	33,00		74,25
Jan/01	19	24,20	19,36		43,56
Fev/01	20	25,75	20,60		46,35
Mar/01	32	46,55	37,24		83,79
Abr/01	30	41,25	33,00		74,25
Mai/01	22	28,85	23,08		51,93
Total	277	340,48	272,38		612,86
Média	23,08	28,37	22,70		51,07
Média/hab	4,62	5,67	4,54		10,21

**Obs:** Consumo médio diário “per capita”:  $q = 154 \text{ l/hab.dia}$   
Matrícula SANEPAR: 0241.3469

**Caso Prático B:** Consumo em condomínio residencial vertical multifamiliar Edifício Ponciana Régia, Tabela 3.58, localizado na Rua Eça de Queiroz Nº 1160, no Bairro Ahú.

- Características da Construção:

- Edifício de 6 pavimentos, com 2 apartamentos/andar, construído em concreto armado, em 1992;
- Moradores = 43 pessoas;
- Área do telhado =  $245 \text{ m}^2 = A_c$  (Área de coleta das águas pluviais);
- Áreas de calçadas, pavimentações e de garagens =  $330 \text{ m}^2$ ;
- Bacias sanitárias = 36 ( 12 l/descarga);
- Não possui hidrômetros individuais.

**Tabela 3.58** Consumo mensal em condomínio residencial de apartamentos

Mês / Ano	Consumo (m <sup>3</sup> )	Água (R\$)	Esgoto = 0,80 (R\$)	Água (R\$)	Total (R\$)
Jan/00	241	274,86	219,89		494,75
Fev/00	210	217,62	174,10		391,72
Mar/00	261	311,34	249,07		560,41
Abr/00	280	338,32	270,66		608,98
Mai/00	258	307,08	245,66		558,74
Jun/00	254	301,40	241,12		542,52
Jul/00	248	292,88	234,30		527,18
Ago/00	268	321,28	257,02		578,30
Set/00	276	332,64	266,11		598,75
Out/00	273	328,38	262,70		591,08
Nov/00	250	295,72	236,58		532,30
Dez/00	253	313,48	250,78		564,26
Total	3.072	3.635,00	2.907,96		6.542,96
Média	256	302,92	242,33		545,25
Média/hab	5,95	7,04	5,64		12,68

**Obs:** Consumo médio diário “per capita”:  $q = 198 \text{ l/hab.dia}$   
Matrícula SANEPAR: 0037.4172

**Caso Prático C:** Consumo comercial no Hipermercado BIG, Loja Torres, Tabela 3.59, localizado na Rodovia BR-116 N° 10.000, no Bairro Jardim Botânico.

- Características da Construção:

- Estrutura em concreto armado e em pré-moldados, com 1 pavimento, construído em 1998;
- Área do telhado =  $12.000 \text{ m}^2 = A_c$  (Área de coleta das águas pluviais);
- Capacidade de reservação de água potável =  $240 \text{ m}^3$  (dois reservatórios de armazenamento de  $70 \text{ m}^3$  e dois de  $50 \text{ m}^3$ ).

**Tabela 3.59** Consumo mensal comercial em loja de hipermercado

Mês / Ano	Consumo ( $\text{m}^3$ )	Tarifa (R\$)
Mar/00	3.669	13.832,13
Abr/00	3.129	11.796,33
Mai/00	3.641	13.726,57
Jun/00	3.426	12.916,02
Jul/00	2.802	10.563,54
Ago/00	2.977	11.223,29
Set/00	2.817	10.260,09
Out/00	3.317	12.505,09
Nov/00	3.062	11.543,74
Dez/00	4.229	15.943,33
Jan/01	3.272	12.335,44
Fev/01	4.335	16.342,95
Total	40.676	152.988,52
Média	3.389,67	12.749,04

**Fonte:** Gerência Administrativa do Hipermercado BIG (04/2001)



**Caso Prático D:** Consumo comercial no Shopping Center Müller, Tabela 3.60, localizado no Bairro Centro Cívico, na Avenida Cândido de Abreu Nº 127.

- Características da Construção:

- Estrutura em concreto armado, com 5 pavimentos, composta de 1 subsolo, 2 pavimentos de lojas e departamentos e 2 pavimentos com estacionamento de veículos, construído em 1983;
- Área do telhado = 11.304,86 m<sup>2</sup> (Estacionamento coberto = 6.164,46 m<sup>2</sup> e Estacionamento descoberto = 5.140,40 m<sup>2</sup>);
- Área de coleta das águas pluviais A<sub>c</sub> = 6.164,46 m<sup>2</sup>.

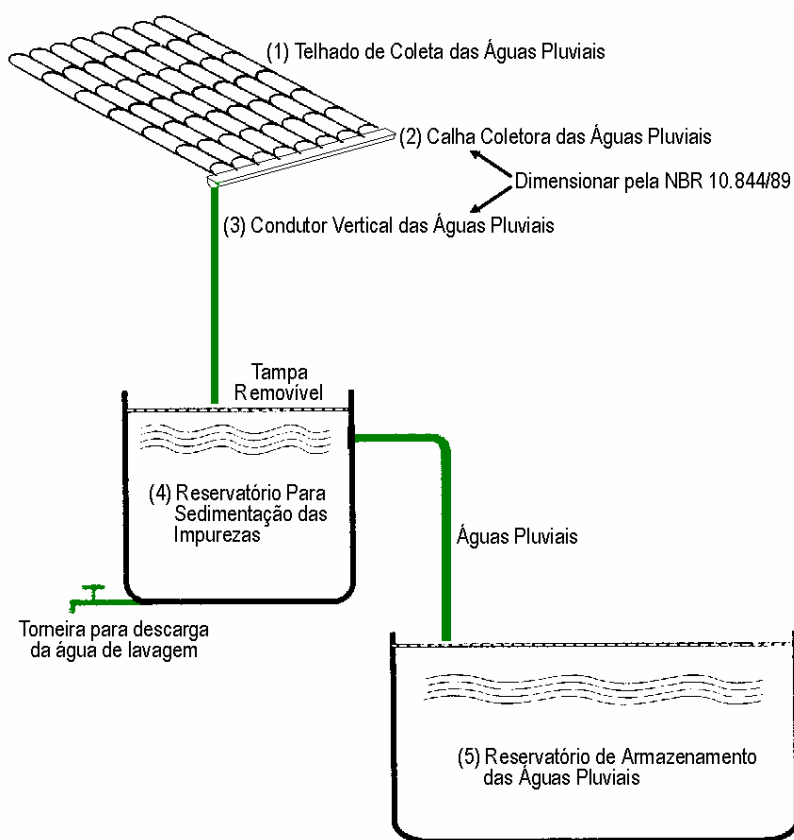
**Tabela 3.60** Consumo mensal comercial em shopping center

Mês / Ano	Consumo (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)
Mai/00	3.749	14.165,97
Jun/00	3.485	13.168,42
Jul/00	3.366	12.718,76
Ago/00	3.461	13.077,73
Set/00	3.778	14.275,55
Out/00	3.879	14.657,18
Nov/00	3.978	15.031,27
Dez/00	4.243	16.032,59
Jan/01	5.033	19.017,69
Fev/01	4.229	15.979,69
Mar/01	3.964	14.978,37
Abr/01	4.583	17.317,32
Total	47.748	180.420,54
Média	3.979	15.035,04

**Fonte:** Gerência Técnica do Shopping Center Müller (05/2001)

### 3.3.5. Reservatório de Autolimpeza das Águas Pluviais

Depois de alguns dias de estiagem, quando da ocorrência da próxima chuva, o seu escoamento poderá carrear impurezas, tais como folhas de árvores, dejetos de pássaros ou de outros animais, ou ainda, poeiras, fuligens ou compostos químicos da poluição atmosférica ( $\text{SO}_x$ ,  $\text{NO}_x$ , etc.), sedimentados sobre as superfícies dos telhados de coleta. Desta maneira, a fim de que as impurezas não adentrem no reservatório de armazenamento das águas pluviais, se faz necessário a instalação de um reservatório de autolimpeza das águas pluviais, conforme esquema da Figura 3.38, para sedimentação das impurezas e posterior remoção.



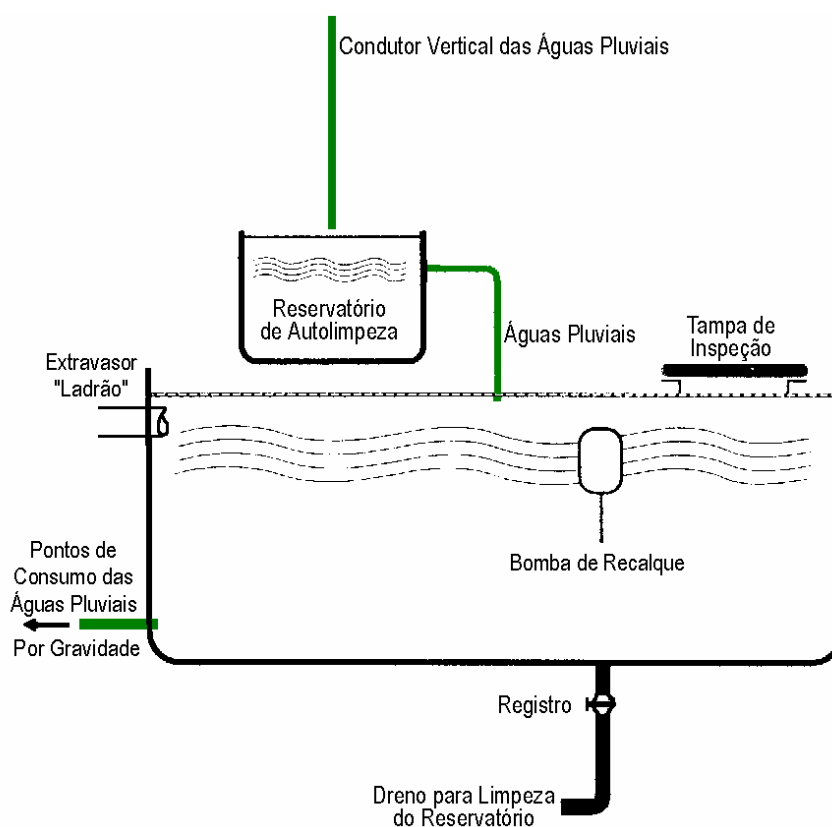
**Figura 3.38** Reservatório de autolimpeza das águas pluviais

Para efeitos práticos, o reservatório de sedimentação das impurezas tem seu volume dimensionado para uma faixa compreendida entre  $0,4 \text{ l/m}^2$  até  $1,5 \text{ l/m}^2$  de telhado, equivalente

a uma chuva inicial a ser descartada, entre  $0,4 \text{ mm/m}^2$  até  $1,5 \text{ mm/m}^2$  de área de coleta das águas pluviais.

### 3.3.6. Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais

O armazenamento das águas pluviais deverá ser feito em reservatório coberto, Figura 3.39, dotado de tampa para inspeção, extravasor (“ladrão”) para drenar o excesso das águas pluviais e, caso os pontos de consumo não possam ser abastecidos por escoamento a gravidade, situação desejada, a instalação de unidade de bombeamento. No fundo do reservatório de armazenamento das águas pluviais, deverá ser instalado um dreno, para realizar as limpezas periódicas de manutenção.



**Figura 3.39** Reservatório de armazenamento das águas pluviais

Os reservatórios de armazenamento das águas pluviais devem atender a três condições

básicas:

1ª) Não ter vazamentos;

2ª) Ser construído com material não poluente, que venha a contaminar a água nele armazenada e, que não propicie o aparecimento e proliferação de algas;

3ª) Ter uma tampa para evitar a evaporação da água e prevenir contra a entrada de sujeiras, insetos e pequenos animais, tendo uma forma que não dificulte a limpeza do seu interior.

Diferentes tipos de reservatórios de armazenamento, na sua forma, material e estrutura são utilizados em diferentes locais, dependendo dos usos a que se destina a água pluvial, do tipo da construção, e da capacidade do local de instalação. Reservatórios de armazenamento pré-fabricados são facilmente instalados, e em alguns casos, são necessários construí-los no local.

Os reservatórios de armazenamento das águas pluviais podem ser constituídos de diversos tipos de materiais, tais como cerâmicos, de madeira, metálicos, de concreto armado, em polietileno, de fibra de vidro, ou ainda, em polietileno aditivado, os quais deverão satisfazer as condições básicas enumeradas anteriormente.

De acordo com experiências internacionais e nacionais, seja pelo emprego de métodos de demanda de água constante, ou ainda, pelo empirismo “prático” reinante no meio técnico, com relação a utilização das águas pluviais, um dos grandes problemas é a determinação da capacidade do reservatório de armazenamento, levando-se em conta: A área do telhado, a precipitação pluvial do local, o intervalo dos dias de estiagem e a demanda desejada de água.

No presente caso, com o objetivo de minimizar as enchentes urbanas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, a chuva média do local e o intervalo médio dos dias de seca, são facilmente quantificáveis pela Tabela 3.47.

A demanda desejada das águas pluviais, sendo restrita aos usos não-potáveis,

representa uma porcentagem dos consumos da água potável do abastecimento público, portanto, também de fácil mensuração.

A área de coleta dos telhados, considerada incógnita principal nos sistemas de utilização das águas pluviais, que na prática, depois de construídos são invariáveis, com a tese da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém “Rp”, deixou de ser incógnita, e portanto, o dimensionamento dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais ficou extremamente facilitado:

- 1º) Nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes:

$$V = 20,5 \text{ mm/m}^2 \times A_c (\text{m}^2) = 20,5 \text{ l/m}^2 \times A_c (\text{m}^2)$$

- 2º) Nas áreas dos solos da Litologia do Embasamento Cristalino:

$$V = 18,5 \text{ mm/m}^2 \times A_c (\text{m}^2) = 18,5 \text{ l/m}^2 \times A_c (\text{m}^2)$$

[ $A_c$  = área de coleta das águas pluviais (telhado)].

### **3.3.7. Aplicabilidade da Coleta, Armazenamento, Utilização e Infiltração das Águas Pluviais na Drenagem Urbana**

Para demonstrar os conceitos, parâmetros, critérios e equacionamentos desenvolvidos no Trabalho, a aplicabilidade do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais da drenagem urbana, será exemplificada por meio de uma casa simples unifamiliar, localizada nas duas áreas distintas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém: Nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes e, nas áreas dos solos da Litologia do Embasamento Cristalino, respectivamente.

- Características Principais da Construção:

- Área do lote:  $300 \text{ m}^2 = (12 \times 25)\text{m}$ ;
- Tipo da construção: Casa simples (unifamiliar);
- Material: Casa construída em alvenaria comum;
- Área total construída:  $40 \text{ m}^2$  (casa) +  $11 \text{ m}^2$  (garagem);
- Área de coleta das águas pluviais:  $A_c = 51 \text{ m}^2$  (telhado);
- Áreas pavimentadas:  $46 \text{ m}^2 = 11 \text{ m}^2$  (garagem) +  $30 \text{ m}^2$  (calçadas) +  $5 \text{ m}^2$  (churrasqueira);
- Área do jardim com flores e plantas:  $40 \text{ m}^2$ ;
- Área de quintal:  $163 \text{ m}^2$ .

- Principais Parâmetros e Critérios Adotados:

- N° de moradores: 4 pessoas;
- Consumo médio “per capita”:  $q = 154 \text{ l/hab.dia}$  (Tabela 3.57);
- Tarifa de água e esgoto da concessionária SANEPAR (Tabela 3.56), para categoria residencial: – R\$ 1,025 /  $\text{m}^3$  de água potável;  
– R\$ 0,82 /  $\text{m}^3$  de esgoto sanitário;
- Dimensionamento das calhas e do condutor vertical: Norma da ABNT NBR 10.844/89;
- Reservatório de autolimpeza:  $1,0 \text{ mm/m}^2 = 1 \text{ l/m}^2$  de telhado;
- Reservatório de armazenamento das águas pluviais: Pré-fabricado em fibra de vidro;
- Volumes mensais médios e anual médio das águas pluviais aproveitáveis: Tabela 3.49;
- Usos das águas pluviais (Tabela 3.54):
  - Bacia sanitária acoplada a caixa de descarga: Consumo de

6 l/descarga;

- Frequência de uso da bacia sanitária: 5 descargas/dia.hab;
- Lavagem das áreas pavimentadas externas (2 vezes/mês): 2 l/m<sup>2</sup>;
- Lavagem do automóvel (2 vezes/mês): 300 l/lavagem;
- Irrigação das plantas e jardins (2 vezes/mês): 2 l/m<sup>2</sup>.

#### A.) Casa Localizada na Área dos Solos das Litologias da Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes

Com base na Tabela 3.49, os volumes mensais médios e anual médio da chuva aproveitável, para área de coleta das águas pluviais  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , estão indicados na Tabela 3.61.

**Tabela 3.61** Volumes mensais e anual médio da chuva aproveitável para telhado com  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$

Mês	Volume Médio das Águas Pluviais $\bar{Q}$ (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Volume Médio de Água Pluvial Aproveitável (m <sup>3</sup> )
Janeiro	0,173	8,823
Fevereiro	0,139	7,089
Março	0,115	5,865
Abril	0,068	3,468
Maio	0,098	4,998
Junho	0,088	4,488
Julho	0,084	4,284
Agosto	0,067	3,417
Setembro	0,119	6,069
Outubro	0,109	5,559
Novembro	0,099	5,049
Dezembro	0,125	6,375
<b>TOTAL</b>	<b>1,284</b>	<b>65,484</b>

(C = 0,85)

Os volumes dos reservatórios de sedimentação das impurezas da superfície de coleta, e do armazenamento das águas pluviais, na casa unifamiliar, são obtidos por:

$$V_s = A_c \times 1 \text{ l/m}^2 = 51 \times 1 \approx 50 \text{ l}$$

$$V_{AP} = A_c \times 20,5 \text{ l/m}^2 = 51 \times 20,5 = 1.045,5 \text{ l}$$

$$\therefore V_{AP} \approx 1.000 \text{ l} = 1,0 \text{ m}^3 \text{ (No comércio).}$$

Para as características mensais médias das precipitações pluviais, indicadas na Tabela 3.47, e os volumes médios mensais de águas pluviais aproveitáveis, indicados na Tabela 3.61, aplicando os parâmetros e critérios adotados na casa unifamiliar, obtém-se:

- Consumo mensal médio de água potável:

$$\bar{C}_m = P \times q \times N^\circ \text{ dias} / \text{mês} = 4 \times 154 \times N^\circ \text{ dias} / \text{mês}$$

- Tarifa de água potável:

$$(11 \text{ a } 30 \text{ m}^3) = \text{R\$ } 10,25 + \text{R\$ } 1,55 / \text{m}^3 \text{ excedente}$$

- Tarifa do esgoto sanitário = 0,80 da tarifa de água;

- Consumos mensais médios das águas pluviais:

$$\bar{C}_{AP} = C_{BS} + C_{LE} + C_{LA} + C_I$$

- Na bacia sanitária:  $C_{BS} = 4 \times 5 \times 6 \times N^\circ \text{ dias/mês}$ ;
- Nas lavagens das áreas pavimentadas externas:  $C_{LE} = 2 \times 46 \times 2 = 184 \text{ l/mês}$ ;
- Nas lavagens do automóvel  $C_{LA} = 2 \times 300 = 600 \text{ l/mês}$ ;
- Nas irrigações do jardim e das plantas:  $C_I = 2 \times 40 \times 2 = 160 \text{ l/mês}$ .

Os valores dos volumes mensais médios consumidos de água potável, fornecidos pelo sistema público, e, os volumes de águas pluviais utilizados em sua substituição, estão indicados na Tabela 3.62.

**Tabela 3.62** Utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$

Mês	$\bar{V}_{AP}$ ( $m^3$ )	Água Potável		Águas Pluviais				Economia de Água Potável			
		$\bar{C}_m$ ( $m^3$ )	Tarifa (R\$)	$C_{BS}$ ( $m^3$ )	$C_{LE}$ ( $m^3$ )	$C_{LA}$ ( $m^3$ )	$C_I$ ( $m^3$ )	$\bar{C}_{AP}$ ( $m^3$ )	$\bar{V} = \bar{C}_m - \bar{C}_{AP}$ ( $m^3$ )	Tarifa (R\$)	Economia (R\$)
Jan	8,823	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,664	14,432	30,82	13,01
Fev	7,089	17,248	38,68	3,36	0,184	0,60	0,16	4,304	12,944	26,66	12,02
Mar	5,865	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,664	14,432	30,82	13,01
Abr	3,468	18,480	42,10	3,60	0,184	0,60	0,16	3,468	15,012	32,44	9,66
Mai	4,998	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,664	14,432	30,82	13,01
Jun	4,488	18,480	42,10	3,60	0,184	0,60	0,16	4,488	13,992	29,59	12,51
Jul	4,284	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,284	14,812	31,88	11,95
Ago	3,417	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	3,417	15,679	34,29	9,54
Set	6,069	18,480	42,10	3,60	0,184	0,60	0,16	4,544	13,936	29,43	12,67
Out	5,559	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,664	14,432	30,82	13,01
Nov	5,049	18,480	42,10	3,60	0,184	0,60	0,16	4,544	13,936	29,43	12,67
Dez	6,375	19,096	43,83	3,72	0,184	0,60	0,16	4,664	14,432	30,82	13,01
Total	65,484	224,840	513,90	43,80	2,208	7,20	1,92	52,369	172,471	367,82	146,08
Média	5,457	18,736	42,82	3,65	0,184	0,60	0,16	4,364	14,373	30,65	12,17
(%)	29,12	100	100	19,48	0,98	3,20	0,85	23,29	76,71	71,57	28,43

(C = 0,85)



Para comparação com os volumes médios mensais de águas pluviais aproveitáveis, indicam-se na Tabela 3.63, para a série de 19 anos das chuvas (1982 – 2000), duas situações diferenciadas do seu aproveitamento. A primeira situação, favorável ao seu aproveitamento, no ano de 1990, a qual apresentou a melhor distribuição temporal das chuvas e, a situação mais desfavorável na utilização das águas pluviais, no ano de 1985, o de estiagem mais severa, quando a chuva total anual atingiu 736,9 mm, representando apenas 48,76% da precipitação anual média de 1.511,2 mm.

**Tabela 3.63** Utilização máxima e mínima das águas pluviais na casa unifamiliar com  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$  (Período: 1982 – 2000)

Mês	$\bar{V}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	(1990) $V_{APmáx}$ (m <sup>3</sup> )	(1985) $V_{APmín}$ (m <sup>3</sup> )	Água Potável		Águas Pluviais		Economia de Água Potável Máxima e Mínima					
				$\bar{C}_m$ (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	$\bar{C}_{AP}$ (1990) (m <sup>3</sup> )	$\bar{C}_{AP}$ (1985) (m <sup>3</sup> )	$\bar{V}$ (1990) (m <sup>3</sup> )	$\bar{V}$ (1985) (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)		Economia (R\$)	
										(1990)	(1985)	(1990)	(1985)
Jan	8,823	12,480	1,461	19,096	43,83	4,664	1,461	14,432	17,635	30,82	39,75	13,01	4,08
Fev	7,089	4,604	5,761	17,248	38,68	4,304	4,304	12,944	12,944	26,66	26,66	12,02	12,02
Mar	5,865	10,525	2,800	19,096	43,83	4,664	2,800	14,432	16,296	30,82	36,02	13,01	7,81
Abr	3,468	5,909	4,261	18,480	42,10	4,544	4,261	13,936	14,219	29,43	30,22	12,67	11,88
Mai	4,998	4,079	0,741	19,096	43,83	4,049	0,741	15,046	18,355	32,53	41,76	11,30	2,07
Jun	4,488	3,637	1,630	18,480	42,10	3,637	1,630	14,840	16,850	31,95	37,56	10,15	4,54
Jul	4,284	10,270	1,205	19,096	43,83	4,664	1,205	14,432	17,891	30,82	40,46	13,01	3,37
Ago	3,417	6,177	0,802	19,096	43,83	4,664	0,802	14,432	18,294	30,82	41,59	13,01	2,24
Set	6,069	5,029	5,055	18,480	42,10	4,544	4,544	13,936	13,936	29,43	29,43	12,67	12,67
Out	5,559	6,290	2,315	19,096	43,83	4,664	2,315	14,432	16,781	30,82	37,37	13,01	6,46
Nov	5,049	7,079	1,968	18,480	42,10	4,544	1,968	13,936	16,512	29,43	36,61	12,67	5,49
Dez	6,375	3,589	3,945	19,096	43,83	3,589	3,945	15,506	15,151	33,81	32,82	10,02	11,01
Total	65,484	79,683	31,944	224,840	513,90	52,531	29,976	172,471	194,864	367,34	430,25	146,55	83,64
Média	5,457	6,636	2,662	18,736	42,82	4,378	2,498	14,373	16,238	30,61	35,85	12,21	6,97
(%)	29,12	35,42	14,21	100	100	23,36	13,33	76,71	86,67	71,48	83,72	28,52	16,28

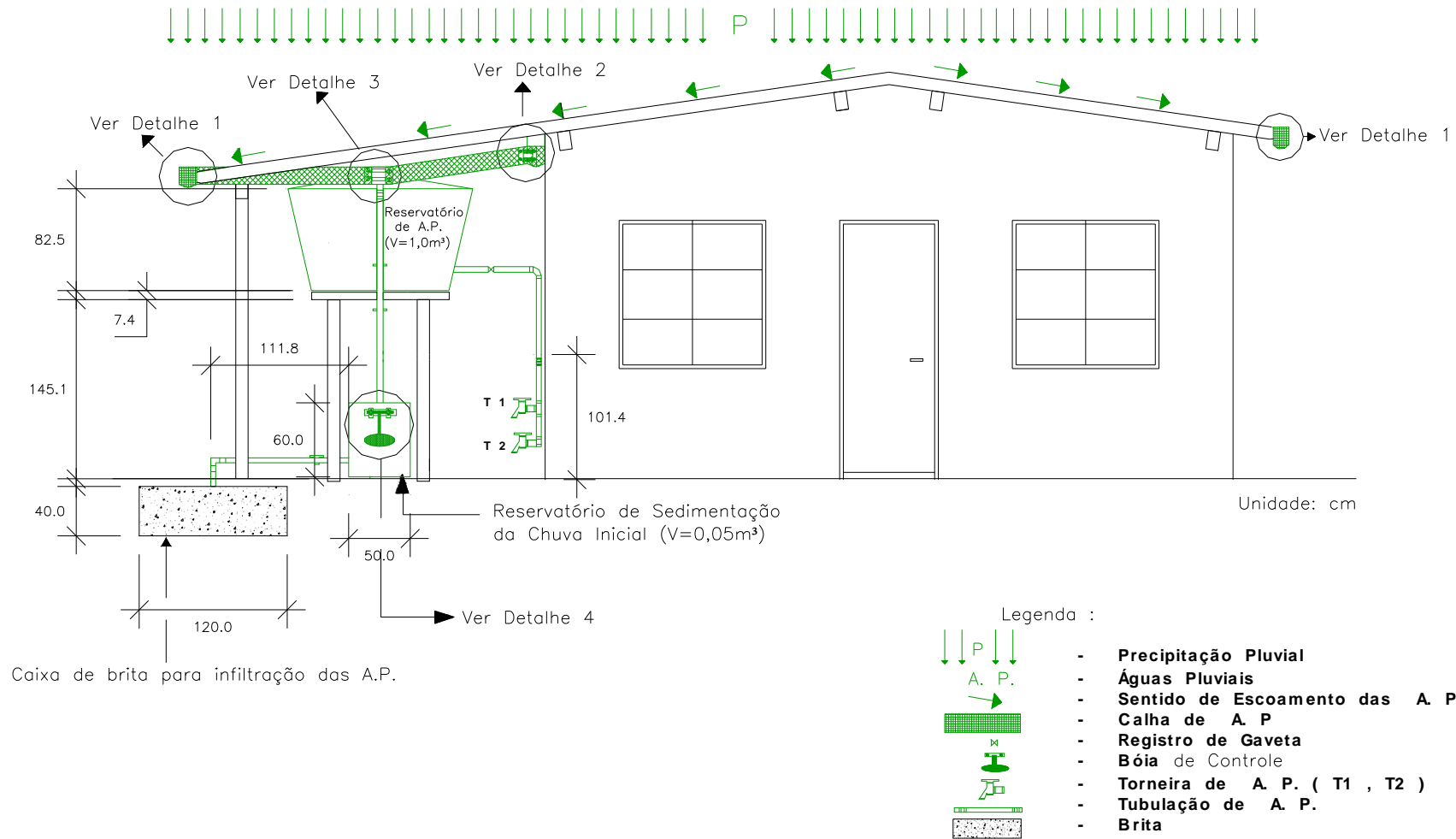
(C = 0,85)

Comparando-se os valores das economias da águas potável, Tabelas 3.62 e 3.63, no ano favorável ao aproveitamento das águas pluviais, 1990, a economia foi pouco significativa, porque aproximou-se dos valores obtidos para os consumos médios mensais da série histórica de 1982 até 2000. Entretanto, a economia na água potável no ano de 1985 diminuiu significativamente, cerca de 57,26%, em relação ao valor médio anual de utilização das águas pluviais, devido ser o ano da maior estiagem registrada na série histórica da Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho.

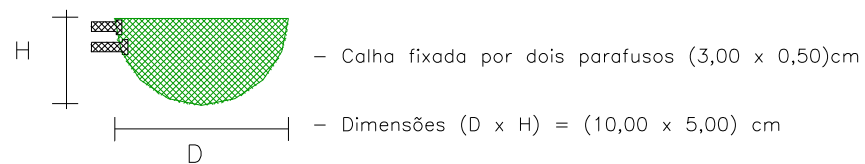
O projeto do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, da casa

unifamiliar com área de coleta  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ , localizada nas áreas dos solos da Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, está desenhado nas Figuras 3.40 a 3.44. O orçamento do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais encontra-se discriminado na Tabela 3.64.





**Figura 3.41** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ;  $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Vista Frontal)

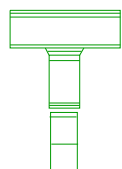


Detalhe 1 . Calhas de coleta das águas pluviais



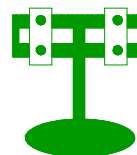
Suporte com os parafusos de fixação das calhas de A.P.

Detalhe 2 . Fixação das calhas de coleta das águas pluviais



Dispositivo no tubo de queda das A.P. para o tubo de alimentação dos reservatórios de sedimentação das impurezas e de armazenamento das A.P.

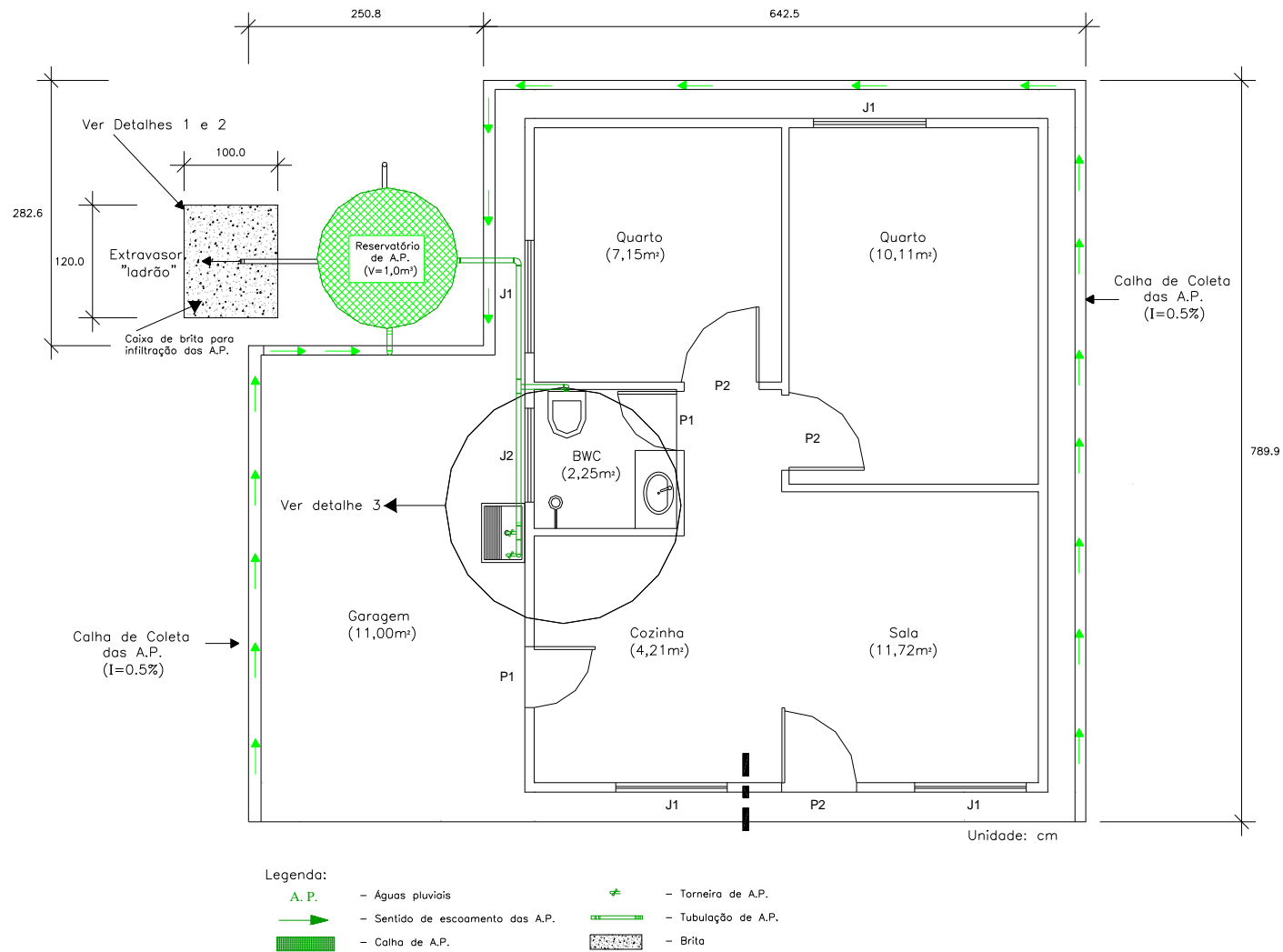
Detalhe 3. Condutor vertical das águas pluviais



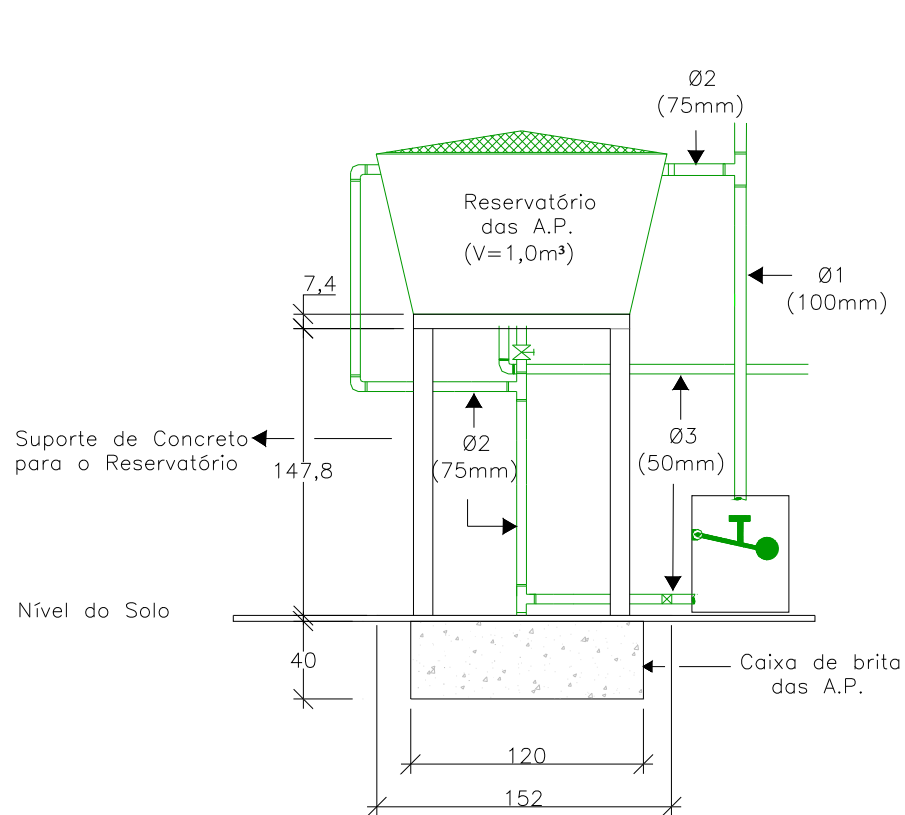
Dispositivo limitador de armazenagem para capacidade de 0,05m<sup>3</sup> do reservatório de sedimentação das impurezas

Detalhe 4. Bóia de controle do reservatório de sedimentação da chuva inicial

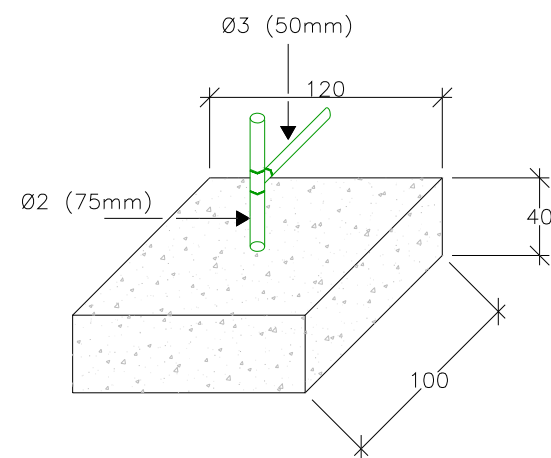
**Figura 3.42** Detalhes das instalações do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ;  $V = 1,0 \text{ m}^3$ )



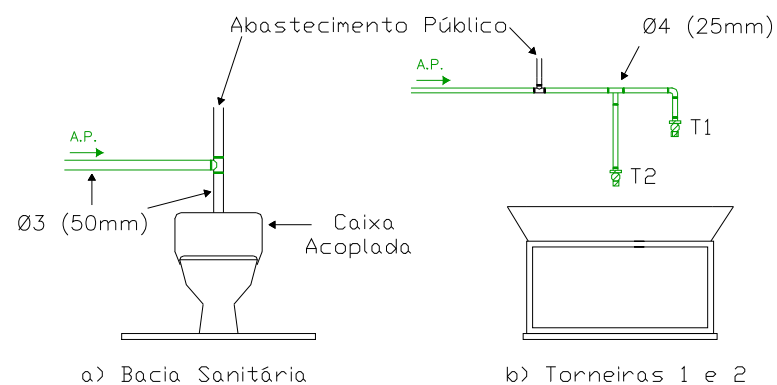
**Figura 3.43** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ;  $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Planta)



Detalhe 1. Sistema de extravasão e infiltração das águas pluviais no solo



Detalhe 2. Caixa de brita para infiltração das águas pluviais.



Detalhe 3. Pontos de consumo das águas pluviais

**Figura 3.44** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excedente das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51 \text{ m}^2$ ;  $V = 1,0 \text{ m}^3$ ) nas litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes, em Curitiba – PR (Detalhes; Unidade: cm)

**Tabela 3.64** Orçamento para sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com  $Ac=51,0m^2$  nas áreas das Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes<sup>(\*)</sup>

ITEM	QTE	DESCRIÇÃO	UNITÁRIO (R\$)	TOTAL (R\$)
1	1	Reservatório pré-fabricado de fibra de vidro ( $V = 1.000l$ )	268,00	268,00
2	3,0 m	Tubo $f = 100mm$ (Condutor vertical) (PVC)	11,70/3m	11,70
3	6,0 m	Tubo $f = 75 mm$ (PVC)	9,64/3m	19,28
4	6,0 m	Tubo $f = 50 mm$ (PVC)	7,61/3m	15,22
5	3,0 m	Tubo $f = 25 mm$ (PVC)	5,79/3m	5,79
6	1	Bóia de controle do reservatório de sedimentação das impurezas	3,72	3,72
7	3	Registro de gaveta $f 50 mm$ (bruto)	15,65	46,95
8	2	Torneira comum	4,63	9,26
9	1	Te redução $f 100/75 mm$	4,06	4,06
10	1	Te redução $f 75/50 mm$	3,44	3,44
11	1	Te redução $f 50/25 mm$	2,53	2,53
12	1	Te $f 100 mm$	4,59	4,59
13	1	Te $f 75 mm$	3,86	3,86
14	1	Te $f 25 mm$	0,36	0,36
15	2	Cotovelo $f 75 mm$	1,78	3,56
16	2	Cotovelo $f 50 mm$	0,72	1,44
17	2	Curva $f 50 mm$	2,52	5,04
18	3	Curva $f 25 mm$	0,79	2,37
19	1,5 $m^3$	Brita para concreto do suporte do reservatório de águas pluviais e reservatório de autolimpeza	19,71/ $m^3$	29,57
20	1,0 $m^3$	Areia	16,80/ $m^3$	16,80
21	20,0 kg	Cal	1,99/20kg	1,99
22	18,0 kg	Cal fina	3,49/18kg	3,49
23	50,0 kg	Cimento	11,33/50kg	11,33
24	24,0 m	Barra de aço $f 4,2 mm$	1,93/12m	3,86
25	2,0 $m^2$	Formas para concreto	11,44/ $m^2$	22,88
			SUB-TOTAL	501,09
26	16 h	Mão de obra das instalações hidráulico-sanitárias (2)	3,20/h	102,40
27	16 h	Mão de obra para o suporte do reservatório das águas pluviais e para reservatório de autolimpeza (2)	3,00/h	96,00
28	32 h	Leis Sociais	73,80%	146,42
			SUB-TOTAL	344,82
			TOTAL	845,91

(\*) As calhas para coleta das águas pluviais são consideradas pré-existentes e o condutor vertical sendo refeito.

**SUGESTÃO:** Pela Norma NBR 5626 / 82, o sistema de abastecimento das águas pluviais deve ser totalmente independente do sistema público. Sugere-se para sua diferenciação, em relação aos demais sistemas hidráulico-sanitários, a adoção da cor verde escura. Tal cor identificaria o sistema como independente dos demais e, sendo o controle das enchentes urbanas uma solução ambiental, passível de certificação de qualidade ambiental ISO 14000.

**Data:** Novembro/2001



This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

De posse do custo da instalação do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, Tabela 3.64, na casa unifamiliar com 4 pessoas, localizada na área das Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, a determinação do período de reembolso do investimento está indicado na Tabela 3.65.

**Tabela 3.65** Reembolso do investimento no sistema de utilização das águas pluviais em casa unifamiliar com  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$  (Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes)

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 51,0 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 1,0 \text{ m}^3$
3	Custo da Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	C.I. = R\$ 845,91
4	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 52,4 \text{ m}^3$
5	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 146,08 / \text{ano}$
6	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = \frac{\text{C.I.}}{\bar{E}_c} = \frac{845,91}{146,08}$ $\bar{n} = 5,8 \text{ anos}$

**Data:** Novembro/2001

### B.) Casa Localizada na Área dos Solos da Litologia Embasamento Cristalino

As únicas diferenças no sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, nas áreas dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, em relação as duas outras litologias, são: Instalação do dispositivo de infiltração para as águas pluviais excedentes e, reservatório de armazenamento com menor volume de detenção.

Desta maneira, os volumes dos reservatórios de autolimpeza e do armazenamento das águas pluviais, na casa unifamiliar, são obtidos por:

$$V_s = A_c \times 1 \text{ l/m}^2 = 51 \times 1 \approx 50 \text{ l};$$

$$V_{AP} = A_c (18,5 - V_{INF})$$

O volume de infiltração,  $V_{INF} = K_1 \times A \times t_d$ , e sendo conhecidos:  $K_1 = 36 \text{ mm/h}$ ;

$A = 4,90 \text{ m}^2$  (Poço de infiltração circular) e  $t_d = 68,34 \text{ min} = t_{c2020}$ , obtém-se:

$$V_{\text{INF}} = 36 \times 4,90 \times 1,14 = 0,201 \text{ m}^3$$

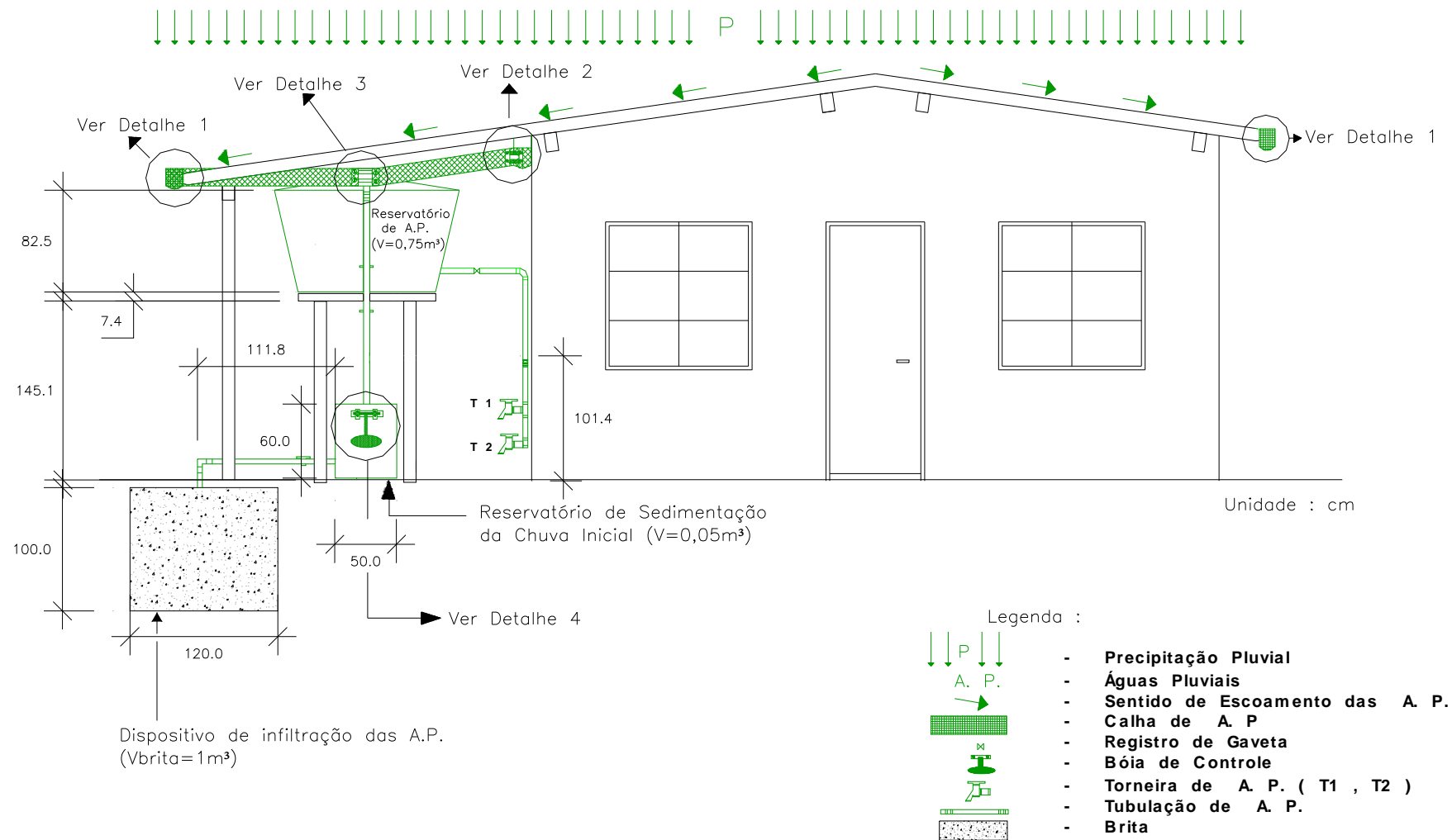
$$V_{\text{INF}} = \frac{0,201}{A_c} = \frac{0,201}{51,0} = 3,94 \text{ mm}$$

$$V_{\text{AP}} = 51 (18,5 - 3,94) = 742,56 \text{ l}$$

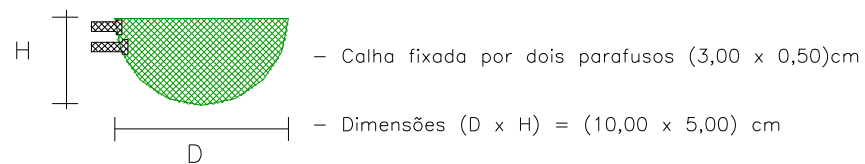
$$\therefore V_{\text{AP}} \approx 750 \text{ l} = 0,75 \text{ m}^3 \text{ (No comércio).}$$

O projeto do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, da casa unifamiliar com área de coleta  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ , localizada nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino, está indicado nas Figuras 3.45 a 3.49. O orçamento para implantação do sistema de coleta, armazenamento e utilização e infiltração das águas pluviais encontra-se discriminado na Tabela 3.66.





**Figura 3.46** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ;  $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Vista Frontal)

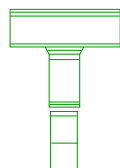


Detalhe 1 . Calhas de coleta das águas pluviais



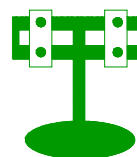
Suporte com os parafusos de fixação das calhas de A.P.

Detalhe 2 . Fixação das calhas de coleta das águas pluviais



Dispositivo no tubo de queda das A.P. para o tubo de alimentação dos reservatórios de sedimentação das impurezas e de armazenamento das A.P.

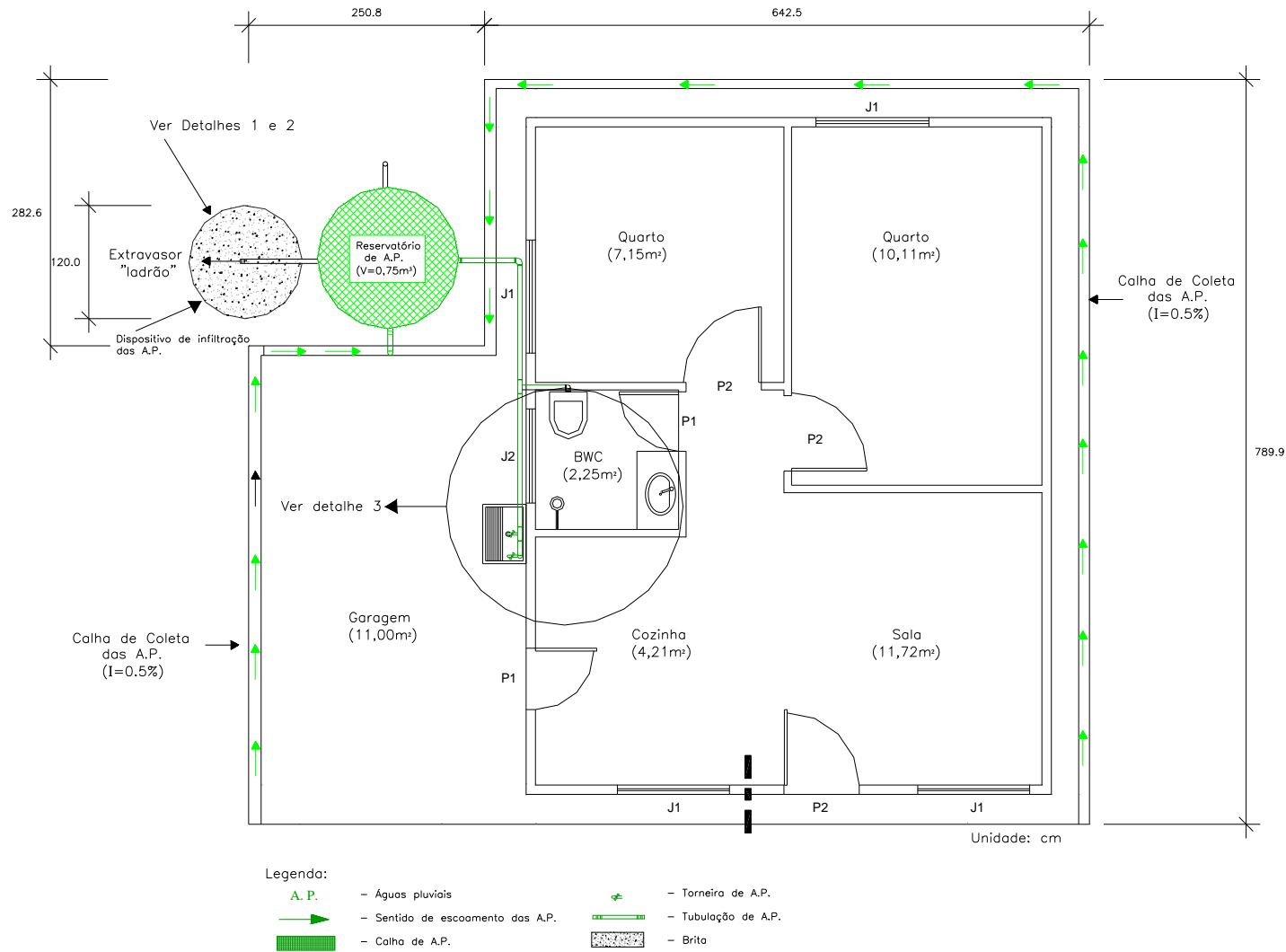
Detalhe 3. Condutor vertical das águas pluviais



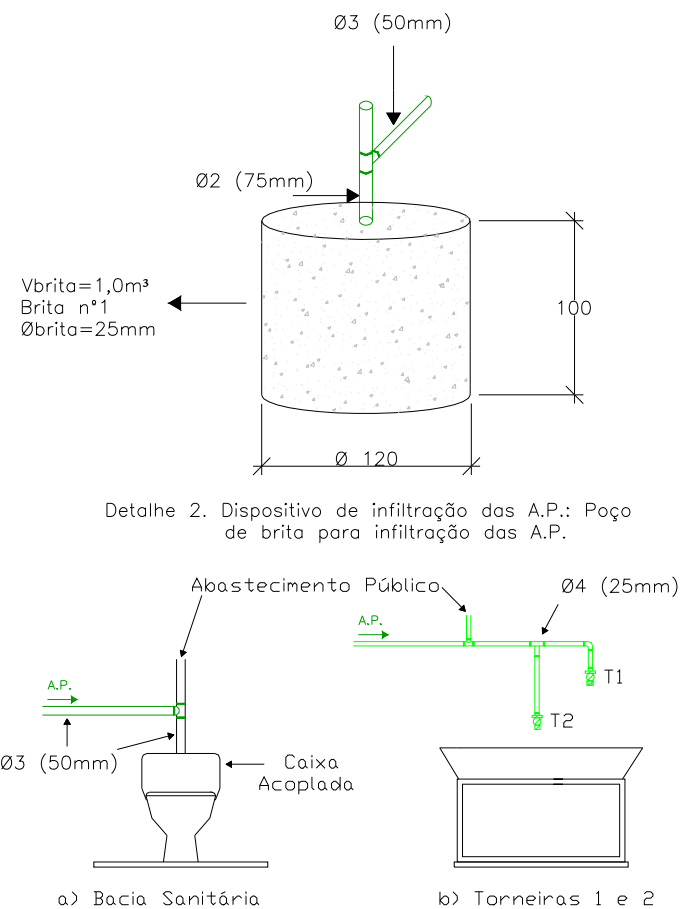
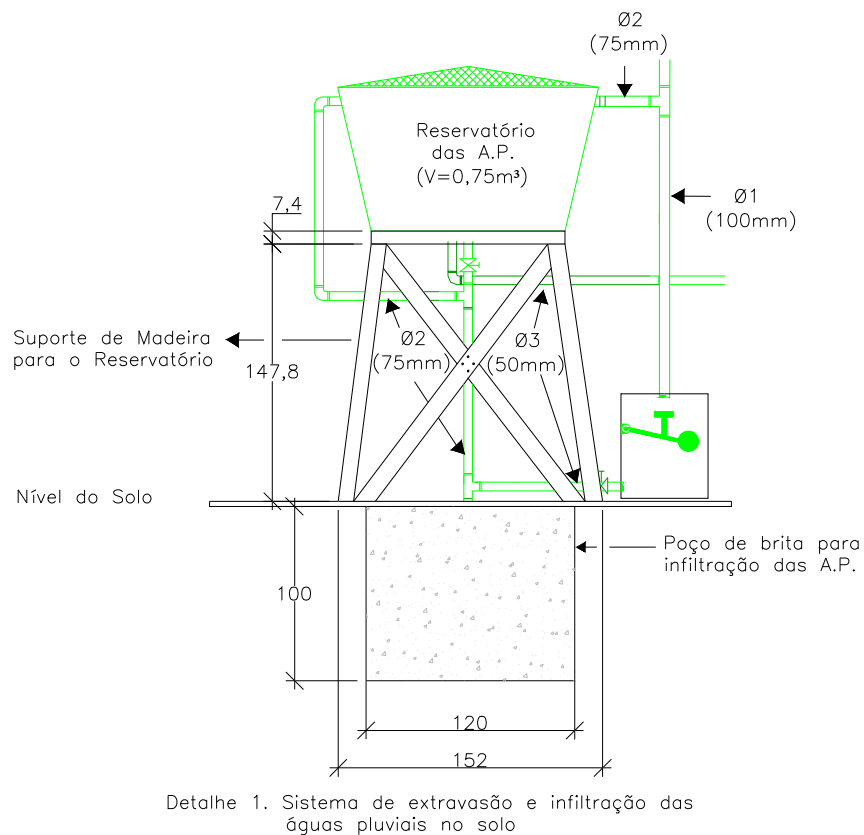
Dispositivo limitador de armazenagem para capacidade de 0,05m<sup>3</sup> do reservatório de sedimentação das impurezas

Detalhe 4. Bóia de controle do reservatório de sedimentação da chuva inicial

**Figura 3.47** Detalhes das instalações do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ;  $V = 0,75 \text{ m}^3$ )



**Figura 3.48** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ;  $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Planta)



Detalhe 3. Pontos de consumo das águas pluviais

**Figura 3.49** Sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na casa unifamiliar ( $A_c = 51,00 \text{ m}^2$ ;  $V = 0,75 \text{ m}^3$ ) na litologia Embasamento Cristalino, em Curitiba – PR (Detalhes; Unidade: cm)



**Tabela 3.66** Orçamento para sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com  $A_c=51,0\text{m}^2$  nas áreas da Litologia Embasamento Cristalino<sup>(\*)</sup>

ITEM	QTE	DESCRIÇÃO	UNITÁRIO (R\$)	TOTAL (R\$)
1	1	Reservatório pré-fabricado de polietileno ( $V = 750\text{l}$ )	261,00	261,00
2	3,0 m	Tubo $f = 100\text{mm}$ (Condutor vertical) (PVC)	11,70/3m	11,70
3	6,0 m	Tubo $f = 75\text{ mm}$ (PVC)	9,64/3m	19,28
4	6,0 m	Tubo $f = 50\text{ mm}$ (PVC)	7,61/3m	15,22
5	3,0 m	Tubo $f = 25\text{ mm}$ (PVC)	5,79/3m	5,79
6	1	Bóia de controle do reservatório de sedimentação das impurezas	3,72	3,72
7	3	Registro de gaveta $f 50\text{ mm}$	15,65	46,95
8	2	Torneira comum	4,63	9,26
9	1	Te redução $f 100/75\text{ mm}$	4,06	4,06
10	1	Te redução $f 75/50\text{ mm}$	3,44	3,44
11	1	Te redução $f 50/25\text{ mm}$	2,53	2,53
12	1	Te $f 100\text{ mm}$	4,59	4,59
13	1	Te $f 75\text{ mm}$	3,86	3,86
14	1	Te $f 25\text{ mm}$	0,36	0,36
15	2	Cotovelo $f 75\text{ mm}$	1,78	3,56
16	2	Cotovelo $f 50\text{ mm}$	0,72	1,44
17	2	Curva $f 50\text{ mm}$	2,52	5,04
18	3	Curva $f 25\text{ mm}$	0,79	2,37
19	0,5 $\text{m}^3$	Brita para bases do suporte do reservatório de águas pluviais e reservatório de autolimpeza	19,71/ $\text{m}^3$	9,88
20	0,2 $\text{m}^3$	Areia	16,80/ $\text{m}^3$	3,36
21	1	Suporte de madeira do reservatório de armazenamente das águas pluviais	110,00	110,00
22	0,5 $\text{m}^2$	Formas para concreto	11,44/ $\text{m}^2$	5,72
23	2,0 kg	Cal	1,99/20kg	0,20
24	1,8 kg	Cal fina	3,49/18kg	0,35
25	5,0 kg	Cimento	11,33/50kg	1,13
26	1,0 $\text{m}^3$	Brita para o poço de infiltração das águas pluviais	19,71/ $\text{m}^3$	19,71
27	1,0 $\text{m}^3$	Escavação em terra do poço de infiltração	10,00/ $\text{m}^3$	10,00
			SUB-TOTAL	564,52
28	16 h	Mão de obra das instalações hidráulica-sanitárias (2)	3,20/h	102,40
29	8 h	Mão de obra para o suporte do reservatório das águas pluviais e para o suporte do reservatório das águas pluviais e para o reservatório de autolimpeza (2)	2,70/h	43,20
30	24 h	Leis Sociais	73,80%	107,45
			SUB-TOTAL	253,05
			TOTAL	817,57

(\*) As calhas para coleta das águas pluviais são consideradas pré-existentes e o condutor vertical sendo refeito.

**SUGESTÃO:** Pela Norma NBR 5626 / 82, o sistema de abastecimento das águas pluviais deve ser totalmente independente do sistema público. Sugere-se para sua diferenciação, em relação aos demais sistemas hidráulico-sanitários, a adoção da cor verde escura. Tal cor identificaria o sistema como independente dos demais e, sendo o controle das enchentes urbanas uma solução ambiental, passível de certificação de qualidade ambiental ISO 14000.

**Data:** Novembro/2001

Identicamente a uma casa unifamiliar com 4 pessoas e área de coleta  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , localizada nas áreas das duas litologias com baixos coeficientes de permeabilidade dos solos, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, na Tabela 3.67 está indicada a avaliação do período de reembolso do investimento, a ser feito com o sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, para uma casa situada na área dos solos do Embasamento Cristalino.

**Tabela 3.67** Reembolso do investimento no sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$  (Litologia Embasamento Cristalino)

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 51,0 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 0,75 \text{ m}^3$
3	Poço de Infiltração das Águas Pluviais	$V = 1,0 \text{ m}^3$ (Brita)
4	Custo da Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	C.I. = R\$ 817,57
5	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 52,4 \text{ m}^3$
6	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 146,08 / \text{ano}$
7	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = \frac{\text{C.I.}}{\bar{E}_c} = \frac{817,57}{146,08}$ $\bar{n} = 5,6 \text{ anos}$

**Data:** Novembro/2001

### C.) Plano de Operação e Manutenção do Sistema de Utilização das Águas Pluviais

O plano de operação e manutenção de todas as instalações hidráulico-sanitárias, do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, na casa unifamiliar com 4 moradores e área de coleta (telhado)  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ , está indicado na Tabela 3.68, mostrando quais as responsabilidades dos usuários para obter uma utilização eficiente das águas pluviais, economizando águas potáveis do sistema de abastecimento público.

**Tabela 3.68** Plano de operação e manutenção do sistema de utilização das águas pluviais em casa residencial unifamiliar**1. Plano de Operação do Sistema**

Parte	Procedimentos da Operação	Frequência	Resultados das Falhas na Operação	Custo
a) Registros de gaveta	- Reservatório de sedimentação das impurezas (Operação manual do registro)	- Depois de cada chuva	- Sujeiras e sedimentos depositados no reservatório - Qualidade da água pluvial fica comprometida para uso não-potável	- Nenhum
	- Reservatório de armazenamento (Operação manual dos registros)	- Depois de cada chuva (registro p/ consumo) - 2 vezes/ano (Registro de fundo)	- Perda de águas pluviais se não esvaziado pelo consumo - Acúmulo de sujeiras e de sedimentos	- Nenhum - Nenhum
b) Bóia do reservatório de sedimentação das impurezas	- Controle automático	- 2 vezes/ano	- Revolvimento das sujeiras depositadas, podendo chegar no reservatório de armazenamento	- Baixo
c) Torneiras e caixa de descarga da bacia sanitária	- Operação e acionamentos manuais	- Conforme utilizações no consumo	- Vazamentos e desgaste das peças	- Baixo

**2. Plano de Manutenção do Sistema**

Parte	Procedimentos da Manutenção	Frequência	Resultados das Falhas na Manutenção	Custo
a) Área de coleta (Telhado)	- Remoção das folhas, excretas de pássaros, etc, e limpeza da superfície	- Após longo período de estiagem ou 1 vez/ano	- Entupimento das calhas - Impurezas e bactérias no reservatório de armazenamento	- Nenhum
b) Calhas coletoras e condutor vertical	- Remoção das folhas, sujeiras, etc - Reparos para evitar vazamentos	- Após o período de seca e quando for necessário - 1 vez/ano e quando necessário	- Água extravasa das calhas - Sujeiras e bactérias adentram no reservatório de armazenamento - Perdas de água	- Nenhum - Baixo
c) Telas e grades protetoras nas calhas ou condutor vertical (Se existirem)	- Remoção das folhas e lixo	- 1 vez/mês com chuvas abundantes - Depois de longo período de seca	- Entupimentos das calhas e do condutor vertical	- Nenhum
d) Reservatório de sedimentação das impurezas	- Drenagem e limpeza do reservatório	- Após cada chuva	- Água com baixa qualidade - Proliferação de bactérias	- Nenhum
e) Tubulação extravasora ("Ladrão")	- Verificação de pontos de vazamentos	- Quando necessário	- Ineficiência do sistema, com sobrecarga no reservatório de armazenamento	- Nenhum
f) Reservatório de armazenamento das águas pluviais	- Remoção dos sedimentos e lixo - Limpeza do reservatório	- 2 vezes/ano	- Sujeiras se encroscam nas paredes - Proliferação de bactérias - Desgaste nas tubulações de abastecimento	- Baixo
	- Reparos em fissuras e rachaduras	- Inspeções regulares, e, no mínimo 1 vez/ano	- Perdas de água no sistema - Colapso do reservatório	- Moderado
g) Tampa do reservatório de armazenamento	- Inspeção quanto a segurança	- Regularmente	- Proliferação de algas devido a entrada da luz - Proliferação de bactérias - Baixa qualidade da água - Entrada de insetos e pequenos animais contaminando a água	- Nenhum
h) Tubulações de abastecimento aos pontos de consumo	- Verificação de pontos de vazamento	- Quando necessário	- Perdas de água no sistema	- Baixo
i) Dispositivo de infiltração das águas pluviais: Poço de Infiltração (Se existir)	- Porosidade da camada filtrante do poço	- 1 vez/ano	- Colmatação da camada de brita - Dificulta a infiltração no solo dos excessos	- Moderado
j) Bomba de recalque (Se existir)	- Conjunto motor-bomba	- Quando necessário	- Ineficiência do sistema, com perdas de água	- Moderado

### D.) Casos Práticos de Economia Média de Água Potável Pela Utilização das Águas Pluviais

Como o escopo do trabalho refere-se a aplicabilidade dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, para minimização das enchentes urbanas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com altas taxas de impermeabilização dos seus solos, nos quatro casos práticos levantados, da economia mensal média de água potável, não serão desenvolvidos os projetos das instalações hidráulico-sanitárias. O custo dessas instalações foi determinado pela consideração da igualdade entre o período médio de reembolso do investimento, no sistema de utilização das águas pluviais da casa unifamiliar, com área de coleta  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , e, aquelas áreas de coleta das águas pluviais que são superiores a da casa unifamiliar.

Fazendo análise idêntica a casa unifamiliar, com área de coleta (telhado)  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ , pela instalação do sistema de utilização das águas pluviais, nos quatro casos práticos descritos no Sub-item 3.3.4, para substituição do consumo de água potável do sistema de abastecimento público, temos:

#### - **Caso Prático A:** Consumo em Casa Residencial Unifamiliar

- Área de coleta (telhado):  $A_c = 110 \text{ m}^2$
- Moradores: 5 pessoas
- Área de calçadas e de garagem =  $76 \text{ m}^2$
- Número de automóveis = 1
- Área de jardim com plantas =  $45 \text{ m}^2$
- Bacias sanitárias = 1 (12 l/descarga)
- Volume do reservatório de armazenamento das águas pluviais:

$$V = 110 \times 20,5 = 2.300 \text{ l} = 2,30 \text{ m}^3 \text{ (Bairro Boqueirão – Tabela 3.46)}$$

- Volume do reservatório de autolimpeza do telhado:

$$V = 110 \times 1,0 = 110 \text{ l}$$

Utilizando os mesmos critérios da casa unifamiliar, com área de coleta  $A_c = 51,0 \text{ m}^2$ , exceto o consumo da bacia sanitária e ainda, com base nas Tabelas 3.47 e 3.57, a economia de água potável está indicada na Tabela 3.69.

**Tabela 3.69** Utilização das águas pluviais em casa unifamiliar com  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , no Bairro Boqueirão, em Curitiba – PR

Mês / Ano	Água Potável		Águas Pluviais						Economia de Água Potável		
	C (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	V <sub>AP</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>BS</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>LE</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>LA</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>I</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>AP</sub> (m <sup>3</sup> )	$\bar{V} = \bar{C}_m - \bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	Economia (R\$)
Jun / 00	19	36,65	11,33	9,00	0,30	0,60	0,18	10,08	8,92	18,45	18,20
Jul / 00	20	38,59	6,81	9,30	0,30	0,60	0,18	6,81	13,19	27,35	11,24
Ago / 00	19	36,65	6,86	9,30	0,30	0,60	0,18	6,86	12,14	24,42	12,23
Set / 00	23	44,37	20,89	9,00	0,30	0,60	0,18	10,08	12,92	26,60	17,77
Out / 00	20	38,59	13,99	9,30	0,30	0,60	0,18	10,38	9,62	18,45	20,14
Nov / 00	23	43,88	14,85	9,00	0,30	0,60	0,18	10,08	12,92	26,60	17,28
Dez / 00	30	74,25	15,32	9,30	0,30	0,60	0,18	10,38	19,62	45,29	28,96
Jan / 01	19	43,56	12,92	9,30	0,30	0,60	0,18	10,38	8,62	18,45	25,11
Fev / 01	20	46,35	34,52	8,40	0,30	0,60	0,18	9,48	10,52	19,90	26,45
Mar / 01	32	83,79	16,06	9,30	0,30	0,60	0,18	10,08	21,92	51,71	32,08
Abr / 01	30	74,25	7,37	9,00	0,30	0,60	0,18	7,37	22,63	53,69	20,56
Mai / 01	22	51,93	16,85	9,30	0,30	0,60	0,18	10,38	11,62	22,97	28,96
Total	277	612,86	177,77	109,50	3,60	7,20	2,16	112,36	164,64	353,88	258,98
Média	23,08	51,07	14,81	9,12	0,30	0,60	0,18	9,36	13,72	29,49	21,58
(%)	100	100	64,18	39,53	1,30	2,60	0,78	40,56	59,44	57,74	42,26

(q = 154 l/hab.dia; C = 0,85)

(q = 91,53 l/hab.dia)

Para a casa unifamiliar com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , o custo da instalação do sistema de utilização das águas pluviais está indicado na Tabela 3.70.

**Tabela 3.70** Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais na casa unifamiliar com  $A_c = 110 \text{ m}^2$

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 110 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 2,30 \text{ m}^3$
3	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 112,36 \text{ m}^3$
4	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 258,98 / \text{ano}$
5	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = 5,8 \text{ anos}$
6	Custo de Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	$\text{C.I.} = \bar{n} \times \bar{E}_c = 5,8 \times 258,98$ $\text{C.I.} = \text{R\$ } 1.502,08$

**Data:** Novembro/2001

- **Caso Prático B:** Consumo em Condomínio Residencial Multifamiliar Vertical

- Área de coleta (telhado):  $A_c = 245 \text{ m}^2$
- Moradores: 43 pessoas
- Áreas pavimentadas das garagens, do playground e das calçadas =  $370 \text{ m}^2$   
(2 lavagens/ mês com  $5 \text{ l/m}^2$ )
- Área de jardim com plantas =  $50 \text{ m}^2$  ( 2 irrigações/mês com  $5 \text{ l/m}^2$ )
- Bacias sanitárias = 36 (12 l/descarga). A utilização das águas pluviais é possível em apenas 7 bacias sanitárias ( 1 na casa do zelador e 6 no 1º andar)
- Número de automóveis = 16 (Possível 1 lavagem/mês com 300 l/lavagem)
- Volume do reservatório de armazenamento das águas pluviais:

$$V = 245 \times 18,5 = 4.530 \text{ l} = 4,53 \text{ m}^3 \text{ (Bairro Ahú – Tabela 3.46)}$$

- Volume do reservatório de autolimpeza do telhado:

$$V = 245 \times 0,5 = 120 \text{ l}$$

Com os critérios acima especificados e, com base nas Tabelas 3.47 e 3.58, a economia mensal de água potável, consumida do sistema de abastecimento público, no condomínio residencial multifamiliar vertical, está indicada na Tabela 3.71.

**Tabela 3.71** Utilização das águas pluviais em condomínio residencial multifamiliar com  $A_c = 245 \text{ m}^2$ , no Bairro Ahú, em Curitiba – PR

Mês / Ano	Água Potável		Águas Pluviais						Economia de Água Potável		
	C (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	V <sub>AP</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>BS</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>LE</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>LA</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>I</sub> (m <sup>3</sup> )	$\bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{V} = C - \bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	Economia (R\$)
Jan / 00	241	494,75	34,65	13,02	3,70	4,80	0,50	22,02	218,98	449,54	45,21
Fev / 00	210	391,72	26,38	11,76	3,70	4,80	0,50	20,76	189,24	352,99	38,73
Mar / 00	261	560,41	24,91	13,02	3,70	4,80	0,50	22,02	238,98	513,13	47,28
Abr / 00	280	608,98	2,37	12,60	3,70	4,80	0,50	2,37	277,63	603,82	5,16
Mai / 00	258	558,74	5,04	13,02	3,70	4,80	0,50	5,04	252,96	547,82	10,92
Jun / 00	254	542,52	25,24	12,60	3,70	4,80	0,50	21,60	232,40	496,38	46,14
Jul / 00	248	527,18	15,16	13,02	3,70	4,80	0,50	15,16	232,84	494,95	32,23
Ago / 00	268	578,30	15,29	13,02	3,70	4,80	0,50	15,29	252,71	545,31	32,99
Set / 00	276	598,75	46,52	12,60	3,70	4,80	0,50	21,60	254,40	551,89	46,86
Out / 00	273	591,08	31,15	13,02	3,70	4,80	0,50	22,02	250,98	543,40	47,68
Nov / 00	250	532,30	33,07	12,60	3,70	4,80	0,50	21,60	228,40	486,31	45,99
Dez / 00	253	564,26	34,13	13,02	3,70	4,80	0,50	22,02	230,98	515,15	49,11
Total	3.072	6.542,96	293,91	153,30	44,40	57,60	6,00	211,50	2.860,50	6.100,69	442,27
Média	256	545,25	24,49	12,77	3,70	4,80	0,50	17,62	238,37	508,39	36,86
(%)	100	100	9,57	4,99	1,44	1,87	0,19	6,88	93,12	93,24	6,76

(q = 198 l/hab.dia; C = 0,85)

(q = 184,37 l/hab.dia)

Se fosse possível a utilização das águas pluviais nas 36 bacias sanitárias do condomínio multifamiliar vertical, o consumo médio anual das águas pluviais se elevaria de 6,88% para 9,57%, e a economia média anual na tarifa de 6,76% para 9,54%. Tais valores indicam que as economias de água potável e da tarifa serão maiores, somente se a área de coleta das águas pluviais fosse maior.

O custo da instalação do sistema de utilização das águas pluviais, no condomínio residencial multifamiliar vertical está indicado na Tabela 3.72.

**Tabela 3.72** Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais em condomínio residencial multifamiliar com  $A_c = 245 \text{ m}^2$ 

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 245 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 4,5 \text{ m}^3$
3	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 211,50 \text{ m}^3$
4	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 442,27 / \text{ano}$
5	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = 5,6 \text{ anos}$
6	Custo de Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	$C.I. = \bar{n} \times \bar{E}_c = 5,6 \times 442,27$ $C.I. = \text{R\$ } 2.476,71$

**Data:** Novembro/2001

- **Caso Prático C:** Consumo Comercial em Loja de Hipermercado

- Área de coleta (telhado):  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$
- Indisponibilidade dos dados das instalações do número de bacias sanitárias, áreas pavimentadas de calçadas e de estacionamento de veículos, e ainda, das áreas dos canteiros e jardins permeáveis para utilização das águas pluviais
- Critério adotado: Consumo total do volume de armazenamento das águas pluviais = 4 vezes/mês
- Volume de reservação das águas pluviais:

$$V = 12.000 \times 20,5 = 246.000 \text{ l} = 246,00 \text{ m}^3 \text{ (Bairro Jardim Botânico – Tabela 3.46)}$$

- Volume de reservação para sedimentação das impurezas do telhado:

$$V_s = 12.000 \times 0,4 = 4.800 \text{ l} = 4,80 \text{ m}^3$$

Com o critério adotado e, com base nas Tabelas 3.47 e 3.59, avaliaram-se as economias mensais de água potável, fornecida pelo sistema de abastecimento público, as quais estão indicadas na Tabela 3.73.

**Tabela 3.73** Utilização das águas pluviais em loja de hipermercado com  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ , no Bairro Jardim Botânico, em Curitiba – PR

Mês / Ano	Água Potável		Águas Pluviais		Economia de Água Potável		
	C (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	V <sub>AP</sub> (m <sup>3</sup> )	$\bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{V} = C - \bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	Economia (R\$)
Mar / 00	3.669	13.832,13	1.219,92	984,00	2.685,00	10.122,45	3.709,68
Abr / 00	3.129	11.796,33	116,28	116,28	3.012,72	11.357,95	438,38
Mai / 00	3.641	13.726,57	246,84	246,84	3.394,16	12.795,98	930,59
Jun / 00	3.426	12.916,02	1.236,24	984,00	2.442,00	9.206,34	3.709,68
Jul / 00	2.802	10.563,54	742,56	742,56	2.059,44	7.764,09	2.799,45
Ago / 00	2.977	11.223,29	748,68	748,68	2.228,32	8.400,77	2.822,52
Set / 00	2.817	10.260,09	2.278,68	984,00	1.833,00	6.676,16	3.583,93
Out / 00	3.317	12.505,09	1.525,92	984,00	2.333,00	8.795,41	3.709,68
Nov / 00	3.062	11.543,74	1.619,76	984,00	2.078,00	7.834,06	3.709,68
Dez / 00	4.229	15.943,33	1.671,78	984,00	3.245,00	12.233,65	3.709,68
Jan / 01	3.272	12.335,44	1.409,64	984,00	2.228,00	8.625,76	3.709,68
Fev / 01	4.335	16.342,95	3.765,84	984,00	3.351,00	12.633,27	3.709,68
Total	40.676	152.988,52	16.582,14	9.726,36	30.949,64	116.445,89	36.542,63
Média	3.389,67	12.749,04	1.381,84	810,53	2.579,14	9.703,82	3.045,22
(%)	100	100	40,77	23,91	76,10	76,10	23,91

(C = 0,85)



Na Tabela 3.74 está indicado o custo da instalação do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais em loja de hipermercado, com área de telhado  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ .

**Tabela 3.74** Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais em loja de hipermercado, com  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 12.000 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 246 \text{ m}^3$
3	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 9.726,36 \text{ m}^3$
4	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 36.542,63 / \text{ano}$
5	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = 5,8 \text{ anos}$
6	Custo de Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	$C.I. = \bar{n} \times \bar{E}_c = 5,8 \times 36.542,63$ $C.I. = \text{R\$ } 211.947,25$

**Data:** Novembro/2001

**- Caso Prático D: Consumo Comercial em Shopping Center**

- Área de coleta (telhado):  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$
- Critério adotado: Consumo total do volume de armazenamento das águas pluviais = 4 vezes/mês
- Volume de reservação das águas pluviais:

$$V_{AP} = 6.164,46 \times 20,5 \approx 126.400 \text{ l} = 126,40 \text{ m}^3 \text{ (Bairro Centro Cívico – Tabela 3.46)}$$

- Volume do reservatório de sedimentação das impurezas:

$$V_s = 6.164,46 \times 0,4 \approx 2.500 \text{ l} = 2,50 \text{ m}^3$$

Com base nas Tabelas 3.47 e 3.60, e o critério adotado, a economia mensal de água consumida do sistema de abastecimento público, está indicada na Tabela 3.75.

**Tabela 3.75** Utilização das águas pluviais num shopping center com  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , no Bairro Centro Cívico, em Curitiba – PR

Mês / Ano	Água Potável		Águas Pluviais		Economia de Água Potável		
	C (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	V <sub>AP</sub> (m <sup>3</sup> )	$\bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	$\bar{V} = C - \bar{C}_{AP}$ (m <sup>3</sup> )	Tarifa (R\$)	Economia (R\$)
Mai / 00	3.749	14.165,97	126,80	126,80	3.622,20	13.686,84	479,13
Jun / 00	3.485	13.168,42	635,06	505,60	2.979,40	11.257,96	1.910,46
Jul / 00	3.366	12.718,76	381,46	381,46	2.984,54	11.277,38	1.441,38
Ago / 00	3.461	13.077,73	384,60	384,60	3.076,40	11.624,48	1.453,25
Set / 00	3.778	14.275,55	1.170,57	505,60	3.272,40	12.365,09	1.910,46
Out / 00	3.879	14.657,18	783,87	505,60	3.373,40	12.746,72	1.910,46
Nov / 00	3.978	15.031,27	832,08	505,60	3.472,40	13.120,81	1.910,46
Dez / 00	4.243	16.032,59	858,80	505,60	3.737,40	14.122,13	1.910,46
Jan / 01	5.033	19.017,69	724,14	505,60	4.527,40	17.107,23	1.910,46
Fev / 01	4.229	15.979,69	1.934,53	505,60	3.723,40	14.069,23	1.910,46
Mar / 01	3.964	14.978,37	900,20	505,60	3.458,40	13.067,91	1.910,46
Abr / 01	4.583	17.317,32	412,89	412,89	4.170,11	15.757,17	1.560,15
Total	47.748	180.420,54	9.145,00	5.350,55	42.397,45	160.202,95	20.217,59
Média	3.979	15.035,04	762,08	445,88	3.533,12	13.350,25	1.684,80
(%)	100	100	19,15	11,21	88,79	88,79	11,21

(C = 0,85)

Na utilização das águas pluviais, adotando os mesmos parâmetros de consumo, tanto para o hipermercado como para o shopping center, a diferença na economia da tarifa de água potável entre o hipermercado e o shopping center, de 23,91% para 11,21%, é devida ao tamanho da área de coleta das águas pluviais. A diferença das áreas de coleta das águas pluviais, praticamente, na mesma proporção da diferença da economia na tarifa, ou seja, a área de coleta (telhado) do hipermercado tem o dobro do tamanho da área de coleta do shopping center.

O custo da instalação do sistema de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais num shopping center, com área de telhado  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , está indicado na Tabela 3.76.

**Tabela 3.76** Custo de instalação do sistema de utilização das águas pluviais num shopping center, com  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$

N	Característica do Sistema	Valor
1	Área de Coleta das Águas Pluviais	$A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$
2	Reservatório de Armazenamento das Águas Pluviais	$V = 126,4 \text{ m}^3$
3	Volume Médio Anual de Águas Pluviais Consumido	$\bar{C}_{AP} = 5.350,55 \text{ m}^3$
4	Economia Anual Média de Água Potável do Sistema Público	$\bar{E}_c = \text{R\$ } 20.217,59 / \text{ano}$
5	Período Médio de Reembolso do Investimento	$\bar{n} = 5,8 \text{ anos}$
6	Custo de Instalação do Sistema de Utilização das Águas Pluviais	$C.I. = \bar{n} \times \bar{E}_c = 5,8 \times 20.217,59$ $C.I. = \text{R\$ } 117.262,02$

**Data:** Novembro/2001

### 3.4. Detenção das Águas Pluviais do Sistema Viário Público

O sistema viário é uma infraestrutura pertencente ao Poder Público, que representa de 15 a 20% da área territorial total das áreas urbanizadas de um município. Portanto, o Poder Público deverá, em função da impermeabilização imposta aos solos das bacias hidrográficas, pela pavimentação das vias e dos logradouros públicos, promover a detenção das águas pluviais geradas nessas áreas impermeáveis, distribuídas ao longo dos logradouros públicos, tais como parques, praças, jardins, largos e rotatórias.

Adotando-se os mesmos critérios da detenção distribuída das águas pluviais, ao longo da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, ou seja, coeficiente de escoamento superficial das áreas de coleta  $C = 0,85$  e volumes da precipitação armazenável de  $20,5 \text{ mm/m}^2 = 20,5 \text{ l/m}^2$ , nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes e,  $18,5 \text{ mm/m}^2 = 18,5 \text{ l/m}^2$ , nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino, exemplificam-se a seguir:

**EXEMPLO 1)** Praça General Osório, localizada no Centro da Cidade de Curitiba, na Bacia Hidrográfica do Rio Ivo, afluente da margem direita do Rio Belém:

- Área de drenagem total = 430 ha
- Taxa de impermeabilização máxima da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, em 2020,  $AI = 86,64\%$
- Área total do sistema viário (20%) = 86 ha
- Áreas impermeáveis dos solos do sistema viário =  $0,8664 \times 86 = 74,51 \text{ ha}$
- Coeficiente de escoamento superficial das superfícies pavimentadas  $C = 0,85$
- Volume da precipitação armazenável nas Litologias Formação Guabirota e nos Sedimentos Recentes =  $20,5 \text{ mm/m}^2 = 20,5 \text{ l/m}^2$ .

O volume de detenção num único reservatório de armazenamento na Praça General Osório:

$$V_d = 0,85 \times 74,51 \times 10^4 \times 20,5$$

$$\therefore V_d = 12.983,44 \text{ m}^3$$

Entretanto, procedendo a detenção distribuída em todos os logradouros públicos das sub-bacias hidrográficas do Rio Ivo, Tabela 3.77, o reservatório de detenção na Praça General Osório, teria sua capacidade reduzida em 62,5%, ou seja, um volume de detenção  $V_d = 4.868,79 \text{ m}^3$ .

**Tabela 3.77** Reservatórios de detenção das águas pluviais devido ao sistema viário público em sub-bacias do Rio Ivo

N	Logradouro Público	A (ha)	A <sub>sv</sub> (ha)	A <sub>imp2020</sub> (%)	Coef. Esc. Sup. C	V <sub>arm</sub> (l/m <sup>2</sup> )	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )
1	Jardim Frei Timóteo	1,40	0,28	86,64	0,85	20,5	42,27
2	Praça João Cândido Kellers	1,60	0,32	86,64	0,85	20,5	48,31
3	Praça Frederico Kirchgassner	0,80	0,16	86,64	0,85	20,5	24,15
4	Praça Odilon Mader	1,00	0,20	86,64	0,85	20,5	30,19
5	Jardim Ligia Barbosa Ribas	7,65	1,53	86,64	0,85	20,5	230,98
6	Largo Antonio Manzochi	1,40	0,28	86,64	0,85	20,5	42,27
7	Praça da Ucrânia	1,25	0,25	86,64	0,85	20,5	37,74
8	Praça 29 de Março	113,25	22,65	86,64	0,85	20,5	3.419,47
9	Praça Alfredo Andersen	29,28	5,86	86,64	0,85	20,5	884,68
10	Praça da Espanha	16,87	3,37	86,64	0,85	20,5	508,77
11	Praça Miguel Couto	14,20	2,84	86,64	0,85	20,5	428,75
12	Praça Mal. Alberto Ferreira de Abreu	45,68	9,14	86,64	0,85	20,5	1.379,87
13	Praça Otávio de Sá Barreto	33,25	6,65	86,64	0,85	20,5	1.003,95
14	Largo Dr. Baima	1,14	0,23	86,64	0,85	20,5	34,72
15	Praça General Osório (Fundo de Vale)	161,23	32,25	86,64	0,85	20,5	4.868,79

O armazenamento das águas pluviais, num único reservatório, na Praça General Osório, no conceito de detenção concentrada das águas pluviais na macrodrenagem urbana, denominado popularmente “piscinão”, com área de drenagem total  $A = 430 \text{ ha}$ , não considerando as detenções distribuídas nos terrenos dos quarteirões da bacia, nem nos logradouros públicos do sistema viário, obtém-se para este, o volume de detenção:

$$V_d = 0,85 \times 430 \times 10^4 \times 0,8664 \times 20,5$$

$$\therefore V_d = 64.917,19 \text{ m}^3$$

**EXEMPLO 2)** Largo José Zonatto, localizado na esquina das Ruas Carlos Pioli e Ângelo Zeni, no Bairro Bom Retiro, na Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho, afluente da margem direita do Rio Belém:

- Área de drenagem total = 268,65 ha
- Taxa de impermeabilização máxima dos solos, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, em 2020, AI = 86,64%
- Área total do sistema viário (20%) = 53,73 ha
- Áreas impermeáveis dos solos do sistema viário =  $0,8664 \times 53,73 = 46,55$  ha
- Coeficiente de escoamento superficial das superfícies pavimentadas C = 0,85
- Volume da precipitação armazenável na Litologia Embasamento Cristalino =  $18,5 \text{ mm/m}^2 = 18,5 \text{ l/m}^2$ .

O volume de detenção num único reservatório de armazenamento no Largo José Zonatto:

$$V_d = 0,85 \times 46,55 \times 10^4 \times 18,5$$

$$\therefore V_d = 7.320,25 \text{ m}^3$$

Com a detenção distribuída em todos os logradouros públicos, Tabela 3.78, o reservatório de detenção no Largo José Zonatto, teria sua capacidade de armazenamento reduzida em 56,93%, portanto,  $V_d = 3.152,63 \text{ m}^3$ .

**Tabela 3.78** Reservatórios de retenção das águas pluviais devido ao sistema viário público em sub-bacias do Rio Pilarzinho

N	Logradouro Público	A (ha)	A <sub>sv</sub> (ha)	A <sub>imp2020</sub> (%)	Coef. Esc. Sup. C	V <sub>arm</sub> (l/m <sup>2</sup> )	V <sub>d</sub> (m <sup>3</sup> )
1	Praça Dr. João Carlos H. Gutierrez	20,60	4,12	86,64	0,85	18,5	561,31
2	Bosque Gutierrez	8,90	1,78	86,64	0,85	18,5	242,51
3	Praça Jacob do Bandolim	9,70	1,94	86,64	0,85	18,5	264,31
4	Praça Jorn. José Wanderlei Dias	15,85	3,17	86,64	0,85	18,5	431,88
5	Praça Fortunato V. Bermudez	23,75	4,75	86,64	0,85	18,5	647,15
6	Bosque Alemão	14,35	2,87	86,64	0,85	18,5	391,01
7	Praça Poeta Fernando Pessoa	14,30	2,86	86,64	0,85	18,5	389,65
8	Praça Orlando Bertoldi	6,50	1,30	86,64	0,85	18,5	177,11
9	Largo Dr. Ernani A. Pereira	7,45	1,49	86,64	0,85	18,5	203,00
10	Praça Himeji	21,75	4,35	86,64	0,85	18,5	592,65
11	Praça da Bandeira	9,80	1,96	86,64	0,85	18,5	267,03
12	Largo José Zonatto (Fundo de Vale)	115,70	23,14	86,64	0,85	18,5	3.152,63

No conceito da retenção concentrada das águas pluviais, num único reservatório de armazenamento, no Largo José Zonatto, no Bairro Bom Retiro, drenando a área total  $A = 268,65$  ha, teríamos para volume de retenção:

$$V_d = 0,85 \times 268,65 \times 10^4 \times 0,8664 \times 18,5$$

$$\therefore V_d = 36.601,25 \text{ m}^3$$

A partir do volume de retenção das águas pluviais determinado, devido a impermeabilização dos solos imposta pelo sistema viário público, as características geométricas e de operação do reservatório de retenção são facilmente obtidas. Na Revisão da Literatura, Sub-Item 2.2.1, existem vários métodos para o seu dimensionamento, destacando-se: a) Método Alemão de Müller-Neuhaus; b) Método dos Diagramas de Massa das vazões afluentes e efluentes do reservatório; c) Método da razão de amortecimento da vazão máxima  $R$ , devido a Horn; d) Método de Maidment, com base no Método Racional, avaliando a vazão afluente máxima ao reservatório de retenção, pela relação Intensidade x Duração x Frequência do local; e) Método da Administração Federal de Aviação, dos Estados Unidos da América – F.A.A./E.U.A..

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

#### **4. RESULTADOS E DISCUSSÃO**

Dos resultados obtidos e apresentados no Capítulo precedente, constata-se que:

1º) A evolução do crescimento populacional do Município de Curitiba, Tabela 3.1, as taxas de crescimento das duas últimas décadas mostraram-se lineares, permitindo efetuar a previsão do crescimento populacional para os anos de 2000, 2010 e 2020, pelo método do incremento médio aritmético.

2º) Na cronologia da impermeabilização dos solos do Município de Curitiba, a preocupação do uso e ocupação dos seus solos, por meio de Legislação, data de 1905, ou ainda, da planta urbanística do Município feita em 1890, perpassando o Plano Diretor Agache de 1943 e legislações posteriores, a recente Lei de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo de Curitiba, Lei Nº 9.800/00, despertou grande preocupação ao arquiteto e urbanista Luís Henrique Cavalcanti Fragomeni, pelas altas densidades demográficas que serão impostas às bacias hidrográficas do Município. Tal preocupação é procedente, porque dos seis eixos de adensamento populacional propostos, três deles estão total e dois, parcialmente, inseridos na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, o que, com certeza, impulsionará o incremento da taxa de impermeabilização máxima dos solos da bacia,  $AI = 86,64\%$ , a ser atingida no ano de 2020.

3º) Nas avaliações das taxas de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, utilizaram-se duas metodologias: Metodologia do Sensoriamento Remoto e Metodologia da Densidade Habitacional (Demográfica).

Por meio do Sensoriamento Remoto, utilizando a técnica da fusão de imagens digitais dos satélites Spot (Francês) e Landsat TM5 e ETM7 (Norte Americano), dos anos de 1988, 1996 e 1999, utilizando a classificação digital supervisionada pelo Método da Máxima



Verossimilhança (MaxVer), foram determinadas as áreas permeáveis e impermeáveis da bacia, as quais são visualizadas nas Figuras 3.14, 3.15 e 3.16, cujos valores estão discriminados nas Tabelas 3.7, 3.8 e 3.9, respectivamente.

No período de 8 anos, entre as imagens de 1988 e 1996, as áreas impermeáveis dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, sofreram aumento de 556,78 ha, num incremento médio anual de 69,60 ha. No período de 3,5 anos, entre as imagens de 04/1996 e 09/1999, o incremento médio anual aumentou para 82,40 ha nas áreas impermeáveis dos solos da bacia, retratando o impulso dado ao setor da construção civil, pelo Plano de Estabilização da Moeda (Real), aumentando a densidade das construções e, conseqüentemente, maiores taxas de impermeabilização dos solos da bacia.

Com base nos valores determinados das áreas permeáveis e impermeáveis, pelas imagens digitais de 1988, 1996 e 1999, e com os censos existentes para Curitiba, foram determinadas as impermeabilizações da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, num período de 200 anos, compreendido entre 1820 e 2020, representadas graficamente por duas parábolas, nas Figuras 3.17 e 3.18.

Com base na Densidade Habitacional (DH) da Bacia, inserida na Equação (3.19), com a metodologia desenvolvida por Carlos E. M. Tucci, do IPH/UFRS, obteve-se apenas uma curva parabólica do crescimento da impermeabilização dos solos da bacia, Figura 3.19, no período entre 1920 e 2020. Observando-se, comparativamente, tais valores com os obtidos pelo Sensoriamento Remoto, os mesmos convergem apenas para os anos próximos ao ano de 2020, quando da impermeabilização máxima dos solos da bacia. As diferenças significativas nos valores das taxas de impermeabilização dos solos da bacia, indicados na Tabela 3.16, deve-se ao fato de que a metodologia da Densidade Habitacional (DH) não considera como áreas impermeáveis dos solos, a somatória das superfícies líquidas de toda a malha fluvial dos córregos e rios da bacia hidrográfica. Em função dessa constatação, as análises subseqüentes

que envolveram a utilização das taxas de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram feitas com as áreas permeáveis e impermeáveis determinadas a partir da metodologia do Sensoriamento Remoto.

4º) Para obtenção da relação “permeabilidade artificial” dos solos na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém “Rp”, fez-se a discretização da bacia para área de drenagem parcial  $A = 42 \text{ km}^2$ , visto que nessa seção transversal do Rio Belém, Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, dispõe-se do maior número de dados hidrológicos significativos. Identicamente, também foram discretizadas as áreas permeáveis e impermeáveis, Tabela 3.22, assim como as duas curvas parabólicas, visualizadas nas Figuras 3.20 e 3.21, representativas da evolução das áreas impermeáveis dos solos da Bacia, nos períodos de: 1860 – 1980 e 1980 – 2020, respectivamente.

Para o período entre 1987 – 2001, na Tabela 3.23 encontram-se discretizadas as áreas impermeáveis da Bacia, período esse, definido pela existência do linígrafo registrador das elevações dos níveis de água do Rio Belém. Partindo-se dessa premissa, selecionaram-se 25 eventos de precipitações pluviais críticas, Tabela 3.24, em função da distribuição uniforme sobre a Bacia, e pela aplicação da Equação (3.25), verificou-se a significância da chuva máxima ocorrida em 21/02/1999, numa série fluviométrica de 15 anos.

5º) Pela aplicação das Equações (3.26) e (3.27) obtiveram-se as variações do tempo de concentração da Bacia, principal variável do escoamento superficial, em função das taxas de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com área de drenagem  $A = 42 \text{ km}^2$ . Na Tabela 3.26, observa-se uma redução de 3,10 vezes no tempo de concentração da Bacia, no período compreendido entre 1820 e 2020, para um aumento de 7,85 vezes na taxa de impermeabilização dos solos da Bacia.

Nos resultados obtidos com relação ao tempo de concentração da Bacia, Tabela 3.27 e Figura 3.23, destaca-se uma queda brusca desse tempo nos anos de 1996 e 1997, promovido

pelo aumento repentino na taxa de impermeabilização dos solos da Bacia ( $\Delta AI = 3,48\%$ ), ocasionado pela estabilização da Moeda Brasileira, pela edição do Plano Econômico Real, em Julho de 1994.

Essa particularidade observada no tempo de concentração da Bacia, poderá se repetir nos próximos anos, em função da velocidade de implementação dos 5 eixos de adensamento populacional, localizados total ou parcialmente na Bacia do Rio Belém, caso sejam implantados sem promover a coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais.

6º) A criticidade do nível máximo observado,  $h_{\text{máx}} = 6,20$  m, atingido na seção transversal do Rio Belém, na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, em 21/02/1999, pode ser aquilatada pela avaliação do coeficiente de escoamento superficial  $C = 0,90$ , Tabela 3.30 e Figura 3.24, significando que as perdas por infiltração, evapotranspiração real e armazenamento nas depressões ao longo da Bacia, foram insignificantes e ainda, comprovando que a taxa de impermeabilização dos solos da Bacia,  $AI = 77,59\%$ , em 1999, é um valor extremamente alto.

7º) Com relação a infiltração das águas pluviais nos solos e nos dispositivos para tal fim, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, dentro das faixas de variação das taxas de infiltração máxima dos solos saturados, foram adotados valores fixos para cada litologia dos solos da Bacia, indicados na Tabela 3.31. A eficiência na adoção dos dispositivos de infiltração nas três litologias da Bacia, foi demonstrada pelo abatimento no escoamento superficial que ocorreria num estacionamento com  $315 \text{ m}^2$  de área total, dotado de pavimento permeável, construído de blocos de concreto vazado, com área permeável de  $42,84 \text{ m}^2$ , submetido a intensidade máxima da chuva de  $82 \text{ mm/h}$ , ocorrida em 21/02/1999. Dos resultados obtidos, observou-se que a infiltração das águas pluviais apresentou eficiência apenas na litologia dos solos do Embasamento Cristalino e, conseqüentemente, recomendada

a utilização dos dispositivos de infiltração das águas pluviais apenas nesta litologia dos solos da Bacia.

8º) Para determinação da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia “Rp”, adotaram-se os valores da vazão máxima total do escoamento ( $Q_{\text{máx}} = 253,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ), ocorrida em 21/02/1999, e da respectiva taxa de impermeabilização dos solos  $AI = 77,59\%$ , indicados na Tabela 3.33. A fim de ter o mesmo referencial de toda a análise feita com o escoamento superficial máximo, a vazão básica (subterrânea) foi considerada igual a  $1,54 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $h = 0,68 \text{ m}$ ), também registrada nesse evento crítico.

Para demonstrar a necessidade da detenção das águas pluviais, para minimização gradativa das enchentes urbanas na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, adotou-se o nível de água máximo  $h = 4,30 \text{ m}$ , correspondendo na relação cota x descarga do Rio Belém, a vazão máxima total  $Q = 155,28 \text{ m}^3/\text{s}$ , a qual não provoca extravasão nas duas margens da seção transversal de controle, localizada junto da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho.

A relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia “Rp” = 25,71% foi obtida a partir da equivalência entre as relações da variação dos tempos de concentração e das taxas de impermeabilização dos solos da bacia, Equação (3.27), cujos resultados obtidos na Tabela 3.34, indicaram a necessidade urgente de se reduzir a área impermeável da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ) em 837,90 ha, retornado a uma taxa de impermeabilização dos solos da bacia  $AI = 57,64\%$ , existente no ano de 1980, pela aplicabilidade da coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, distribuída em toda a área de drenagem da Bacia.

9º) Com a relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia, “Rp” = 25,71%, avaliaram-se os seus efeitos sobre os tempos de concentração e no escoamento superficial máximo da Bacia. Na Tabela 3.35 e Figura 3.28, observa-se pelos resultados obtidos, com a detenção das águas pluviais na Bacia, que para o ano de 1999, o tempo de concentração  $t_c =$

68 min e a taxa de impermeabilização dos solos da bacia  $AI = 57,64\%$  são equivalentes ao do ano de 1980, ou seja, valores obtidos de 20 anos atrás. Entretanto, para o limite de impermeabilização dos solos da bacia  $AI = 86,64\%$ , no ano de 2020, essas duas variáveis serão equivalentes ao ano de 1985, isto é, na impossibilidade de se ampliarem as áreas impermeáveis da bacia, impostos pela detenção das águas pluviais, foram obtidos o tempo de concentração da bacia  $t_c = 64$  min e a taxa de impermeabilização máxima dos solos  $AI = 64,36\%$ , ampliando essa variação temporal máxima para 35 anos.

Utilizando o evento crítico observado em 09/01/1997, analisaram-se duas situações do hidrograma do escoamento superficial máximo na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, utilizando o valor da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da bacia “ $R_p$ ” =  $25,71\%$ . A primeira, promovendo a detenção das águas pluviais e, a segunda situação, sem a detenção das águas pluviais ao longo da Bacia, com a taxa de impermeabilização máxima dos solos  $AI = 86,64\%$ , no ano de 2020.

Os resultados obtidos para a primeira situação, com detenção das águas pluviais na Bacia, Tabela 3.39, estão representados graficamente na Figura 3.30, destacando-se o retardamento do escoamento pelo aumento de 20% no tempo de concentração da Bacia, passando de 70 para 84 min e, a vazão de escoamento superficial máximo sofrendo um amortecimento de 32,30%, diminuindo de  $Q_{\text{máx e}} = 221,46 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $149,93 \text{ m}^3/\text{s}$ .

A segunda situação, sem a detenção das águas pluviais, com a taxa de impermeabilização máxima dos solos no ano de 2020,  $AI = 86,64\%$ , cujos resultados obtidos estão indicados na Tabela 3.40 e, na Figura 3.31. As modificações no hidrograma observado foram: Acréscimo de 5,10% na vazão de escoamento superficial máximo, aumentando de  $Q_{\text{máx e}} = 221,46 \text{ m}^3/\text{s}$  para  $232,75 \text{ m}^3/\text{s}$ , e o tempo de concentração diminuindo 12,7%, de  $t_c = 70$  min para 61 min, retratando a alta taxa de áreas impermeáveis dos solos da bacia, já existente no ano de 1997, aproximando-se do início do patamar de estabilização (Figura 3.21).

10º) A precipitação armazenável na Bacia, determinada a partir da fração da “área impermeável” dos solos da Bacia, obtida pela relação “ $R_p$ ” = 25,71%, apresentou ajuste exponencial com base dos logaritmos naturais, Equação (3.49) e Figura 3.33, e, a chuva total efetiva de 32,1 mm, obtida por meio da condição a ser satisfeita na detenção das águas pluviais na Bacia ( $P_{ef} = P_{arm}$ ), Equação (3.42), para o ano de 2020, quando atingir-se-á a taxa de impermeabilização máxima dos solos da Bacia.

11º) O valor calculado da chuva armazenável total, 23,7 mm, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém ( $A = 42 \text{ km}^2$ ), no ano de 2020, obtido a partir da relação entre os volumes da precipitação armazenável e da chuva efetiva total sobre a Bacia, Equação (3.54), representada na Figura 3.34, apresentou um ajuste linear, com coeficiente de determinação alto ( $R^2 = 0,99$ ).

A partir do valor da chuva armazenável total 23,7 mm e, sabendo-se que o coeficiente de escoamento superficial máximo,  $C = 0,8664$ , equivalente a taxa de impermeabilização máxima dos solos da Bacia, obtém-se a chuva total necessária a reservação  **$P_r = 20,5 \text{ mm}$** . Conseqüentemente, o valor do volume unitário de reservação das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para área de coleta unitária ( $1 \text{ m}^2$ ),  **$V_r = 0,0205 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 20,5 \text{ l/m}^2$** .

12º) A capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, obtida pela Equação (3.57), para as litologias dos solos Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, está indicada na Tabela 3.44. Para a Litologia do Embasamento Cristalino, devido a sua capacidade de infiltração, a chuva total necessária a reservação e detenção das águas pluviais, é reduzida para  **$P_{rE.C.} = 18,5 \text{ mm}$** , e portanto, a capacidade dos reservatórios de armazenamento, nessa Litologia, indicados na Tabela 3.45, poderão ser 9,76% menores do que nas duas outras litologias dos solos da Bacia.

13º) O funcionamento do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do

excesso das águas pluviais da drenagem urbana, totalmente desconectado do sistema de abastecimento público, é diretamente dependente do volume precipitado total sobre a bacia hidrográfica.

Para o caso da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, numa série histórica de 19 anos (1982 – 2000), da Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho, as precipitações pluviais totais com suas respectivas médias mensais, a serem adotadas no dimensionamento dos reservatórios de armazenamento, estão indicadas na Tabela 3.47. Agora, observando-se os valores indicados na Tabela 3.48, considerando que as perdas das águas pluviais apresentam uma faixa de variação de 5% até 30% do volume precipitado total, adotou-se para coeficiente de escoamento superficial das áreas de coleta das águas pluviais  $C = 0,85$ , isto é, considerou-se uma perda média das águas pluviais de 15%.

Os volumes mensais médios aproveitáveis das águas pluviais, são calculados pela Equação (3.61), e indicados na Tabela 3.49, destacando-se, na ordem, os meses de Agosto ( $\bar{Q} = 0,067 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ), Abril ( $\bar{Q} = 0,068 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ) e Julho ( $\bar{Q} = 0,084 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ), como sendo os meses dos menores aproveitamentos das águas pluviais, isto é, foram os meses que se mostraram os mais secos na série histórica de 19 anos (1982 – 2000), da Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho.

14º) Utilizando os parâmetros de consumo das águas pluviais, indicados na Tabela 3.54, a aplicabilidade dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na drenagem urbana, foi exemplificada por meio de uma casa simples unifamiliar, com 4 moradores utilizando consumo médio diário “per capita”  $q = 154 \text{ l/hab.dia}$  de água potável, com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , localizada nas duas áreas distintas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém: Nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirota e dos Sedimento Recentes, com baixa capacidade de infiltração e, nas áreas dos solos da Litologia do Embasamento Cristalino, com boa capacidade de infiltração

das águas pluviais.

Com coeficiente de escoamento superficial da área de coleta  $A_c = 51 \text{ m}^2$  (telhado),  $C = 0,85$ , e a utilização do volume médio anual das águas pluviais  $\bar{V}_{AP} = 52,369 \text{ m}^3$ , calculado a partir da Tabela 3.47, e o consumo médio anual das águas potáveis estimado em  $\bar{C}_m = 224,84 \text{ m}^3$ , Tabela 3.62, representaria uma economia anual média de água potável do sistema de abastecimento público de 23,29%, e na tarifa anual, uma economia média ao usuário de 28,43%, caso fizesse a utilização do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração do excesso das águas pluviais.

Para efeitos comparativos entre as economias anuais médias de água potável, na casa unifamiliar com os mesmos parâmetros de consumo, e área de coleta das águas pluviais  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , foram calculados os volumes mensais e anual das águas pluviais, na série histórica de 1982 a 2000, da Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho, para os anos de 1990, com a melhor distribuição temporal das alturas pluviométricas, e de 1985, o de maior estiagem registrada. Os resultados obtidos, indicados na Tabela 3.63, mostram que para o ano mais favorável ao aproveitamento, 1990, as economias de água potável e de sua respectiva tarifa, ficaram ligeiramente superiores aos valores calculados com as médias mensais e anual. Entretanto, no ano da maior estiagem, 1985, a diminuição dessas economias foi significativa, decaindo para 13,33% do consumo anual e 16,28% na tarifa anual da água potável, fornecida pelo sistema de abastecimento público.

15º) Os projetos dos sistemas de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, da casa unifamiliar com área de coleta  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , localizada nas áreas dos solos da Formação Guabirotuba e dos Sedimento Recentes, está desenhado nas Figuras 3.40 a 3.44, e, na Litologia do Embasamento Cristalino, nas Figuras 3.45 a 3.49. As únicas diferenças entre os dois sistemas são as capacidades dos reservatórios de armazenamento e, a existência do dispositivo de infiltração das águas pluviais, nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino.



Nas áreas dos solos da Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, o reservatório de armazenamento das águas pluviais tem capacidade calculada  $V = 1 \text{ m}^3$ , enquanto que nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino, esse volume é reduzido para  $V = 0,75 \text{ m}^3$ , porém instalando um poço de infiltração com profundidade máxima  $h = 1,0 \text{ m}$ , preenchido com brita, que apresentará eficiência, pois esta Litologia tem coeficiente de permeabilidade dos solos saturados alto  $K = 10^{-3} \text{ cm/s} = 36 \text{ mm/h}$ .

Das Tabelas 3.64 e 3.66, a diferença nos orçamentos dos dois sistemas é insignificante, 3,35%, o que, com base na economia anual média de água potável do sistema de abastecimento público, indicada na Tabela 3.62, fornece os períodos médios de reembolso do investimento  $\bar{n} = 5,8$  anos, Tabela 3.65, para as Litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes, e  $\bar{n} = 5,6$  anos, Tabela 3.67, para as áreas dos solos da Litologia do Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

16º) Para verificar, na prática, a viabilidade da utilização das águas pluviais, em substituição as águas potáveis do sistema de abastecimento público, foram levantados em campo, dados do consumo de água potável em 4 casos:

- Uma casa unifamiliar com 5 moradores, localizada no Bairro Boqueirão, com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , entre os meses de Junho/2000 e Maio/2001, Tabela 3.57, na qual se verificou um consumo médio mensal de  $23,08 \text{ m}^3$ , sendo a cota média diária “per capita”  $q = 154 \text{ l/hab.dia}$ ;

- Um condomínio multifamiliar vertical com 43 moradores, localizado no Bairro Ahú, com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 245 \text{ m}^2$ , entre os meses de Janeiro/2000 a Dezembro/2000, Tabela 3.58, onde o consumo médio mensal foi  $256,00 \text{ m}^3$  e a cota média diária “per capita”  $q = 198 \text{ l/hab.dia}$ , cerca de 28,60% acima do consumo na casa unifamiliar, porque não existem medidores individuais nos apartamentos do condomínio.

- Na Tabela 3.59 está indicado o consumo mensal de água potável de um

hipermercado, localizado no Bairro Jardim Botânico, com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ , entre os meses de Março/2000 a Fevereiro/2001, onde o consumo médio mensal foi  $3.389,67 \text{ m}^3$ , destacando-se as elevações dos consumos nos meses de Dezembro e Fevereiro, períodos natalino e de retorno das férias.

- Na Tabela 3.60 encontram-se os consumos mensais de água potável de um shopping center, com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , localizado no Bairro Centro Cívico, entre os meses de Maio/2000 e Abril/2001, numa média mensal de consumo de  $3.979,00 \text{ m}^3$ . Destacam-se também, as elevações do consumo nos meses de Dezembro, Janeiro e Fevereiro, período esse, coincidente com as maiores precipitações pluviais médias mensais em Curitiba (Tabela 3.47).

Com base nos projetos e nos orçamentos dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, da casa unifamiliar, com área de coleta (telhado)  $A_c = 51 \text{ m}^2$ , nas litologias dos solos componentes da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foi feita análise idêntica, para os 4 casos práticos:

- Casa Residencial Unifamiliar (Bairro Boqueirão e  $A_c = 100 \text{ m}^2$ ) – Tabela 3.69;
- Condomínio Residencial Multifamiliar (Bairro Ahú e  $A_c = 245 \text{ m}^2$ ) – Tabela 3.71;
- Loja de Hipermercado (Bairro Jardim Botânico e  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ ) – Tabela 3.73;
- Shopping Center (Bairro Centro Cívico e  $A_c = 6.164, 46 \text{ m}^2$ ) – Tabela 3.75;

porém, não sendo desenvolvidos os projetos das instalações hidráulico-sanitárias desses sistemas, adotaram-se os períodos médios de reembolso do investimento  $\bar{n} = 5,8$  anos e  $\bar{n} = 5,6$  anos, determinados nas litologias dos solos da Bacia, para o cálculo dos custos de instalação dos sistemas nos 4 casos práticos, foram indicados nas Tabelas 3.70; 3.72; 3.74 e 3.76, respectivamente.

No concernente a utilização das águas pluviais para fins residenciais, em substituição ao consumo das águas potáveis do sistema de abastecimento público, evidencia-se na

comparação dos resultados obtidos na casa unifamiliar e no condomínio vertical multifamiliar, Tabelas 3.69 e 3.71, que o consumo nos vasos sanitários influencia, diretamente, na maior ou menor diferença nas economias da água potável e da respectiva tarifa. Na casa unifamiliar, Tabela 3.69, para 40,56% de utilização das águas pluviais, obtém-se economia média anual na tarifa de 42,26%, enquanto que no condomínio multifamiliar, Tabela 3.71, para 6,88% de utilização das águas pluviais e consumo em somente 7 bacias sanitárias das 36 existentes no condomínio, a economia média anual na tarifa diminuiu para 6,76%.

Entretanto, mesmo com a utilização das águas pluviais nas 36 bacias sanitárias do condomínio multifamiliar vertical, a economia na tarifa de água potável se elevaria em apenas 2,78%, atingindo um total de 9,54%. Isto mostra a importância que desempenha o tamanho da superfície de coleta (telhado) das águas pluviais, na substituição das águas potáveis do sistema de abastecimento público.

Observando os resultados obtidos nas Tabelas 3.73 e 3.75, para economia das águas potáveis, pela utilização das águas pluviais no comércio, respectivamente, num hipermercado e num shopping center, evidencia-se que a diferença na economia média da tarifa de 23,91% para 11,21%, é devida ao tamanho dos telhados, 12.000 m<sup>2</sup> no hipermercado, praticamente o dobro do shopping center, com 6.164,46 m<sup>2</sup> de área de coleta.

17º) Na mesma abordagem dos sistemas de retenção das águas pluviais, distribuídos ao longo de toda a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, a retenção das águas pluviais originadas nas impermeabilizações do sistema viário público, foi exemplificada para as duas áreas distintas dos solos da Bacia. A primeira, na Bacia Hidrográfica do Rio Ivo, tributário do Rio Belém, assentada nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes, junto a Praça General Osório, com área de drenagem total de 430 ha, localizada no Centro da Cidade de Curitiba. A segunda, na Bacia Hidrográfica do Rio

Pilarzinho, assentada nos solos do Embasamento Cristalino, junto ao Largo José Zonatto, com área de drenagem total de 268,65 ha, localizado no Bairro Bom Retiro.

Aplicando os mesmos critérios da retenção distribuída das águas pluviais ao longo dos quarteirões da Bacia e, considerando que o sistema viário público ocupa 20% da área total da Bacia, com taxa de impermeabilização máxima no ano de 2020,  $AI = 86,64\%$ , os resultados obtidos na retenção distribuída em todos os logradouros públicos (praças, jardins, largos, rotatórias, etc.), das sub-bacias hidrográficas do Rio Ivo, estão indicados na Tabela 3.77. Para as sub-bacias hidrográficas do Rio Pilarzinho, nas áreas do Embasamento Cristalino, os reservatórios de retenção das águas pluviais estão resumidos na Tabela 3.78.

Das Tabelas 3.77 e 3.78, para retenção das águas pluviais originadas no sistema viário público, concentradas em apenas um logradouro público, teríamos volume de retenção  $V_d = 12.983,44 \text{ m}^3$  na Praça General Osório, na Bacia do Rio Ivo, e  $V_d = 7.320,25 \text{ m}^3$  no Largo José Zonatto, na Bacia do Rio Pilarzinho, demonstrando possuírem volumes razoáveis, porém factíveis, tecnicamente, de serem construídos, promovendo o abatimento dos picos máximos das enchentes urbanas.

Entretanto, no conceito da retenção concentrada das águas pluviais na macrodrenagem urbana, em reservatório de retenção, denominado popularmente “piscinão”, os dois exemplos demonstram, claramente, a inexistência para construção desses reservatórios, pois não existe espaço físico para retenção de um volume de  $64.917,19 \text{ m}^3$  de águas pluviais na Praça General Osório, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Ivo, no Centro da Cidade de Curitiba, nem  $36.601,25 \text{ m}^3$  no Largo José Zonatto, na Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho, no Bairro Bom Retiro.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

## **5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

O conceito de coleta e armazenamento para detenção das águas pluviais e portanto, retardamento do escoamento superficial, nas bacias hidrográficas urbanizadas, é recente, pois foi incorporado, definitivamente, no planejamento dos sistemas de drenagem urbana, na metade da Década de 1980, se contrapondo ao conceito da máxima eficiência no escoamento, ou seja, escoamento superficial rápido das águas pluviais para jusante.

A urbanização crescente das bacias hidrográficas devido aos usos e ocupações dos solos, impondo elevadas taxas de impermeabilização dos terrenos, é uma preocupação constante dos pesquisadores e técnicos das áreas de Geologia, Hidrologia, Geografia e do Planejamento Urbano, devido a estas favorecerem o incremento dos níveis máximos das enchentes urbanas, assim como das áreas inundáveis, causando enormes prejuízos materiais a população e à economia das cidades e, sem mensuração, inúmeras vítimas fatais que quase sempre ocorrem nos eventos mais críticos das precipitações pluviais.

A preocupação constante para minimização das enchentes urbanas, está traduzida em todos os modelos hidrológicos de escoamento superficial, nos coeficientes de escoamento superficial, nos métodos hidrológicos para avaliação das vazões máximas, e ainda, na arborização urbana, evapotranspiração potencial, infiltração das águas pluviais, recarga dos aquíferos, etc, pela utilização das taxas de áreas permeáveis e impermeáveis dos solos, como o principal critério e/ou parâmetro utilizado, na solução das equações desses modelos, métodos ou avaliações quantitativas nas bacias hidrográficas urbanizadas.

Na Década de 1990, desenvolveram-se duas metodologias de obtenção das taxas de impermeabilização dos solos nas bacias hidrográficas. A metodologia do Sensoriamento Remoto, utilizando imagens digitais de satélites, cujas avaliações das áreas impermeáveis das

bacias hidrográficas, continham margens de erro compreendidos entre 10% e 25%. A outra, relacionando as áreas impermeáveis com a Densidade Habitacional (demográfica) da bacia hidrográfica, cuja tendência geral é limitar a taxa de impermeabilização máxima dos solos em 66,7%, para uma densidade demográfica máxima de 200 hab/ha.

A maioria das relações que traduzem as influências da impermeabilização dos solos, nas avaliações do escoamento superficial máximo das bacias hidrográficas, envolvem o crescimento das taxas de impermeabilização dos solos com duas das principais variáveis hidrológicas, o tempo de concentração da bacia,  $t_c$ , e, o coeficiente de escoamento superficial,  $C$ , destacando que neste último, para uma urbanização total da bacia, vários pesquisadores concluem que o mesmo atingirá seu valor máximo  $C \approx 0,64$ .

A partir do início da Década de 1980 ocorreu grande impulso internacional e, modestamente, a nível Nacional, a utilização dos reservatórios de detenção ou de retenção das águas pluviais, principalmente nos sistemas de macrodrenagem urbana, para minimização e controle das enchentes nas bacias hidrográficas altamente urbanizadas. Os métodos de dimensionamento desses reservatórios estão fácil e amplamente disponíveis no meio técnico-científico. Isto é constatado pelos vários exemplos descritos, tanto internacional como nacionalmente, dentre os quais, a análise feita em 1982, no protótipo pioneiro do reservatório de detenção das águas pluviais, construído no vale receptor de macrodrenagem da Cidade de Planaltina do Paraná, na Região Noroeste do Estado Paraná.

Na Década de 1980, também, intensificaram-se os estudos e pesquisas com microreservatórios de detenção, conectados aos condutores verticais das águas pluviais dos telhados. Destacaram-se os estudos desenvolvidos na Alemanha, em 1982, por Schilling, com base num protótipo de  $0,5 \text{ m}^3$  de capacidade, concluindo com o estabelecimento de relações lineares entre a área dos telhados, o número necessário de condutores verticais e, área requerida para instalação dos microreservatórios de detenção das águas pluviais, com 1 m de

profundidade.

Balmforth e Bailey, da Universidade Politécnica de Sheffield – Inglaterra, em 1985, utilizaram protótipo de um microreservatório de retenção em PVC, com  $V = 0,34 \text{ m}^3$  de capacidade e orifício extravasor com diâmetro  $\varnothing = 1,0 \text{ cm}$ , quando conseguiram reduções de 32% até 37% no pico das vazões, quando foram instalados em todas as 320 casas de um loteamento residencial, ocupando uma área de 12 ha. Quando compararam os custos da instalação entre o armazenamento distribuído das águas pluviais neste loteamento, com um único reservatório de retenção com  $85 \text{ m}^3$  de capacidade, que seria construído em concreto armado, concluíram que o armazenamento concentrado não é recomendado, pois custaria cerca de 42% a mais do que a instalação dos 320 microreservatórios de PVC em todas as casas do loteamento.

Em termos nacionais, grande impulso na utilização de microreservatórios de retenção das águas pluviais foi dado por Fernando Genz e Carlos E. M. Tucci, em 1995, com as simulações de um lote urbano com  $360 \text{ m}^2$  de área e, situações de 56%, 72,2%, 83,3% e 100% de taxas de impermeabilização, quando tiraram várias conclusões, utilizando microreservatórios com  $0,95 \text{ m}^3$  e  $2,14 \text{ m}^3$  de capacidade de retenção. Dentre estas, destaca-se a simulação da impermeabilização média do lote, com taxa igual a 56%, para uma chuva máxima de 112 mm/h, quando o microreservatório de  $0,95 \text{ m}^3$  não apresentou eficiência na redução da vazão máxima do lote. Porém, o abatimento de 80% na vazão de pico do lote, foi conseguido pelo microreservatório de  $2,14 \text{ m}^3$ , e portanto, recomendado para minimização das enchentes nas bacias hidrográficas altamente urbanizadas.

Na mesma linha de pesquisas do armazenamento das águas pluviais nos lotes urbanos, Carlos E. M. Tucci, em 1998, propõe, para algumas cidades brasileiras, volumes de retenção em microreservatórios, em função dos tempos de recorrência  $T_r = 2$  anos e 5 anos, para áreas dos lotes com  $300 \text{ m}^2$ ,  $400 \text{ m}^2$ ,  $500 \text{ m}^2$  e  $600 \text{ m}^2$ . As discrepâncias encontradas nos volumes



de retenção das águas pluviais, fazem crer que estão relacionadas ao emprego das relações Intensidade x Duração x Frequência (IxDxF) das cidades. Por exemplo, para o mesmo tempo de duração da chuva, são contraditórios volumes de retenção menores, para lotes na Cidade do Rio de Janeiro, do que para lotes na Cidade de Curitiba, pois as intensidades máximas da chuva no Rio de Janeiro são maiores do que as de Curitiba.

Na sequência dos estudos da retenção das águas pluviais em lotes urbanos, Carlos E. M. Tucci, em 2000, utilizando dados da Cidade de Porto Alegre – RS, concluiu que para a taxa de impermeabilização dos solos igual a 80%, tanto para os lotes como para a área total da bacia hidrográfica, ocorreria um aumento de 8,58 vezes no volume de escoamento superficial, quando comparado as condições rurais da bacia, e necessitaria um volume de retenção total de 297,72 m<sup>3</sup>/ha, ou seja, concluiu pela necessidade de se manter na bacia hidrográfica, no mínimo, uma taxa de permeabilidade dos solos de 20%.

Com relação a utilização das águas pluviais, para fins não-potáveis, em grande escala, aconteceu a partir das recomendações emanadas da Conferência Mundial do Meio Ambiente e Desenvolvimento, em 1992, no Rio de Janeiro, quando técnicos e pesquisadores ficaram convencidos da importância de buscar a minimização das secas nos locais áridos e semi-áridos ou, o controle e minimização das enchentes urbanas nos locais com índices pluviométricos elevados.

Particularmente no Japão, País localizado sobre ilhas, que possui tradição cultural milenar no armazenamento das águas pluviais, realizou uma Conferência Internacional Sobre Utilização das Águas Pluviais, em Agosto de 1994, quando reuniram técnicas e experiências de vários países do Mundo, e promoveram a disseminação dessas informações, onde ficou patente a visão dos técnicos e pesquisadores japoneses, com relação a auto-sustentabilidade dos recursos hídricos locais, pelo adequado manejo das águas que compõe o ciclo hidrológico local.

A utilização das águas pluviais no Japão contempla os atendimentos do consumo não-potável nas residências unifamiliares, banheiros públicos, centros comunitários de atendimento a emergências, postos de combustíveis, condomínios multifamiliares, grandes edifícios comerciais e públicos, indústrias e corporações, ginásios esportivos, ou ainda, nas escolas de ensino básico e secundário, onde desenvolvem a Educação Ambiental, despertando nas crianças e nos jovens alunos a importância da coleta, armazenamento e utilização das águas da chuva, para manutenção da sua circulação no ciclo hidrológico local.

A utilização das águas pluviais, conforme salientaram as experiências descritas, é de fundamental importância nos locais com extrema carência de recursos hídricos, tais como na Costa Peruana, nas regiões áridas e semi-áridas do Nordeste Brasileiro, ou ainda, onde os recursos hídricos superficiais e subterrâneos estão totalmente explorados, como relataram, em 1996, Fong e Nazarudeen, para o abastecimento público da Cidade de Cingapura.

A detenção distribuída e sistemas de coleta e utilização das águas pluviais no Brasil, para minimização e controle das enchentes urbanas ainda é incipiente, pois são empregados em alguns casos isolados, com critérios totalmente empíricos na determinação do volume de reservação das águas pluviais, tais como os descritos nos dois postos de combustíveis, dotados de lava-jato, na Cidade de Curitiba, ambos localizados na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

O emprego dos vários tipos de dispositivos de infiltração das águas pluviais, são necessários e recomendados para a recarga das águas subterrâneas. No entanto, utilizá-los para diminuição do volume de escoamento superficial máximo, são altamente dependentes do coeficiente de permeabilidade dos solos da bacia hidrográfica. Tanto Carlos E. M. Tucci e Fernando Genz, em 1995, utilizando pavimentos permeáveis para recarga das águas subterrâneas em áreas urbanizadas, assim como Vladimir C. B. Souza e Joel A. Goldenfun, em 1999, no estudo experimental com trincheiras de infiltração concluíram, enfaticamente,

que os dispositivos de infiltração terão eficiência na minimização do escoamento superficial, somente se forem atendidos os critérios especificados, em 1993, por Urbonas e Stahre. Dentre os critérios, destacaram: Coeficientes de permeabilidade dos solos saturados superiores a 8 mm/h e, nível do lençol freático situado a pelo menos 1,2 m de profundidade.

Mesmo com as restrições impostas para a utilização dos dispositivos de infiltração das águas pluviais, pelos coeficientes de permeabilidade dos solos, não devemos, simplesmente, abandonar o uso dos mesmos, pois por menores que sejam os volumes infiltrados, estes deixarão de sobrecarregar os componentes do sistema de microdrenagem urbana local. No exemplo descrito, pavimento permeável do estacionamento de uma lanchonete, localizada no Bairro Cabral, em área de solos do Embasamento Cristalino na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, considerando os critérios de projeto da Secretaria Municipal de Obras Públicas de Curitiba e, taxa final de infiltração do solo saturado de 8 mm/h, a sobrecarga dos componentes do sistema de microdrenagem, tem uma redução aproximada de 11,6% no escoamento superficial máximo, gerado na área do estacionamento da lanchonete.

Devido a tendência linear do crescimento populacional do Município de Curitiba, demonstrado nas últimas duas décadas, a previsão futura do crescimento da sua população, no período entre 2000 e 2020, foi feita pelo Método do Incremento Médio Aritmético. Nas previsões futuras constatou-se a validade desse método, pois a diferença insignificante de 2,14%, entre a previsão populacional feita para o ano de 2000 e a população divulgada pelo censo do IBGE, garantiu a sua aplicabilidade.

Com base na metodologia de avaliação das taxas de áreas impermeáveis dos solos das bacias hidrográficas, em função da Densidade Habitacional (demográfica), desenvolvida por Carlos E. M. Tucci, da Tabela 3.4a concluiu-se que os maiores crescimentos das taxas de impermeabilização dos solos, no Município de Curitiba, entre os anos de 2000 e 2020, ocorrerão, nos bairros: Centro; Água Verde; Juvevê; Vila Isabel; Cristo Rei; Sítio Cercado;

Cajuru; Bigorrilho; Lindóia; Fazendinha; Batel e Capão Raso, respectivamente.

A utilização da área de drenagem parcial da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup>, não a sua totalidade, deveu-se ao fato da existência e disponibilidade do maior número de dados fluviométricos na Estação Fluviográfica Curitiba – Prado Velho, respaldados pelos dados pluviométricos da Estação Pluviográfica, ambas localizadas junto ao Campus Curitiba, da Pontifícia Universidade Católica do Paraná – PUCPR.

Na avaliação da componente da infiltração do excesso das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, utilizaram-se os coeficientes de permeabilidade dos solos, determinados no Mapa Geológico-Ambiental do Município de Curitiba, feito por Donizeti A. Giusti em 1989, para as três principais litologias da bacia hidrográfica: Complexo Cristalino; Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes (Tabela 3.6 e Figura 3.7).

Da cronologia do crescimento da impermeabilização dos solos das bacias hidrográficas do Município de Curitiba, concluiu-se que os técnicos envolvidos com a drenagem das águas pluviais, sempre demonstraram preocupação com as enchentes urbanas nos rios do Município. Entretanto, apesar de constar na Lei de Zoneamento de Uso do Solo para o Município, nos primórdios do Século XX, em 1905, e nos planos diretores subsequentes, que norteavam o planejamento urbano de Curitiba, pouca ou nenhuma preocupação, por parte dos administradores públicos, com o suporte natural e conservação dos recursos hídricos, principalmente, com relação a manutenção das taxas permeáveis dos solos das bacias hidrográficas do Município.

As taxas de permeabilidade dos solos, previstas no Art. 42, Item VI, da recente Lei de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo N° 9.800/00, ainda deverão sofrer regulamentação, embora seja do conhecimento dos planejadores urbanos do Município, os níveis de água críticos das enchentes urbanas, que ocorrem não só na Bacia Hidrográfica do Rio Belém, mas também nas demais bacias hidrográficas urbanizadas de Curitiba. Isto permite concluir que a

minimização e a busca do controle das enchentes urbanas em Curitiba só acontecerão num horizonte de longo prazo.

Da obtenção das áreas impermeáveis na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, pela metodologia do Sensoriamento Remoto, concluiu-se que o aumento da impermeabilização dos solos numa média anual de 96,12 ha, ocorrida no período entre 1996 e 1999, com relação a média anual de 69,60 ha, do período compreendido entre as imagens de satélite dos anos de 1988 e 1996, deveu-se ao Plano de Estabilização Econômica do País (Plano Real), impulsionando, sobremaneira, a construção civil e, a infra-estrutura do sistema viário público com pavimentações, e por conseguinte, o ritmo das impermeabilizações dos solos em toda a Bacia.

Das duas parábolas obtidas, Figuras 3.17 e 3.18, referentes aos períodos de 1850 até 1990 e de 1990 até 2020, para o crescimento das áreas impermeáveis da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, pela metodologia do Sensoriamento Remoto, constatou-se um maior ritmo das impermeabilizações dos solos entre as décadas de 1960 e 1990, e observa-se como se fosse um ponto de inflexão na curva, a tendência da estabilização das impermeabilizações dos solos da Bacia a partir da Década de 1990, atingindo a taxa de impermeabilização máxima da Bacia  $AI = 89,80\%$  no ano de 2020.

Para traçar comparativos no crescimento das taxas de impermeabilização dos solos na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, as áreas impermeáveis também foram avaliadas pela metodologia da Densidade Habitacional (Demográfica), apresentada por Carlos E. M. Tucci em 2000. Dos valores indicados na Tabela 3.16, concluiu-se que a metodologia do Sensoriamento Remoto tem maior precisão do que a metodologia da Densidade Habitacional na avaliação das áreas impermeáveis das bacias hidrográficas, porque a metodologia proposta por Carlos E. M. Tucci desconsidera as superfícies das lâminas de água da malha fluvial da bacia, como áreas impermeáveis. Os valores das taxas de impermeabilização dos solos da

Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, obtidos pelas duas metodologias, tendem a se aproximar apenas nos anos próximos da taxa de impermeabilização máxima dos solos da Bacia, que acontecerá, aproximadamente, no ano de 2020.

Analizando a variação do tempo de concentração da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com área de drenagem  $A = 42 \text{ km}^2$ , em função das taxas de impermeabilização dos solos, num período de 200 anos, entre 1820 e 2020, Tabela 3.26, concluiu-se que para uma variação na taxa de impermeabilização dos solos de 7,85 vezes maior, de  $AI = 11,04\%$  para  $AI = 86,64\%$  no ano de 2020, o tempo de concentração da bacia pré-urbanizada  $t_c = 165,09$  min, sofrerá um decréscimo de 3,06 vezes, ou seja, 53,90 min quando da impermeabilização máxima dos solos da Bacia em 2020. Na Figura 3.23 observa-se um decaimento brusco no tempo de concentração da bacia entre os anos de 1996 e 1997, corroborando conclusão anterior com relação as taxas de impermeabilização dos solos, determinadas pelo Sensoriamento Remoto, de que essa descontinuidade foi função da revitalização da Economia Brasileira, com a estabilização da Unidade Monetária, pela edição do Plano Econômico Real, em Julho de 1994.

Pela análise dos coeficientes de permeabilidade dos solos saturados, determinados por Donizeti A. Giusti em 1989, nas três principais litologias dos solos que definem suas taxas de infiltração na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, indicados na Tabela 3.31, concluiu-se que não haverá eficiência na utilização dos dispositivos de infiltração das águas pluviais nas litologias Formação Guabirota e dos Depósitos Sedimentares Recentes. Conclusão essa que reitera a recomendação de Urbonas e Stahre, de 1993, ou ainda, de Tucci e Genz, de 1995, de que a taxa de infiltração do solo saturado deverá ser superior a 8 mm/h.

A diminuição necessária nas taxas de impermeabilização reais dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, traduzida pela coleta e pelos armazenamentos das águas pluviais, distribuídos ao longo da Bacia, recebeu a denominação de relação de

“permeabilidade artificial” dos solos “Rp”, visto que para voltar com taxas de permeabilidade natural dos solos da Bacia é inviável e, na prática, quase que totalmente impossível.

Pela variação da relação dos tempos de concentração da bacia  $\Delta t_c = 1,197$ , substituindo-a na relação das taxas de impermeabilização dos solos, Equação (3.27), concluiu-se que a taxa de impermeabilização real dos solos de 1999, ano do evento crítico máximo,  $AI = 77,59\%$ , deverá retroceder ao ano de 1980, ou seja, “ $AI_{1980} = 57,64\%$ ”. Consequentemente, determinando o valor da relação de “permeabilidade artificial” dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, “**Rp**” = **25,71%**, a ser utilizado no dimensionamento dos volumes de armazenamento para detenção das águas pluviais da Bacia.

Do valor da relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “Rp” = 25,71%, da Bacia, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, concluiu-se que a área impermeável que necessita ser “reduzida” perfaz  $8,39 \text{ km}^2$ , a fim de não ocasionar extravasão do Rio Belém, na seção transversal de controle na Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho.

Dos valores obtidos e indicados na Tabela 3.34, concluiu-se que a necessidade da detenção das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, é premente, não só para impermeabilizações futuras do solo, conforme consta na recente Lei Nº 9.800/00, do Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo, mas também para as impermeabilizações já existentes na Bacia.

O armazenamento distribuído das águas pluviais na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, utilizando o conceito da relação “Rp” = 25,71%, mostra os efeitos da detenção sobre as taxas de impermeabilização dos solos e sobre os tempos de concentração da Bacia (Tabela 3.35 e Figura 3.28), concluindo que a taxa de impermeabilização máxima dos solos  $AI = 86,64\%$ , do ano de 2020, equivaleria a uma taxa  $AI = 64,36\%$ , e, o tempo de concentração da Bacia  $t_c = 53 \text{ min}$ , aumentando-o para  $t_c = 64 \text{ min}$ , ambos valores referentes ao ano de 1985,

ou seja, de 35 anos atrás.

Na determinação da chuva efetiva total sobre a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com a finalidade de avaliar a chuva armazenável, a melhor correlação apresentada com a chuva total,  $R^2 = 0,90$ , foi por meio de uma função exponencial, indicada na Equação (3.47) e representada graficamente na Figura 3.32. No mesmo raciocínio, foi determinada a relação entre a chuva armazenável e a “área impermeável” da Bacia, obtida pela relação de “permeabilidade artificial” dos solos, “ $R_p$ ” = 25,71%, expressa pela Equação (3.49), porém com coeficiente de determinação um pouco menor,  $R^2 = 0,77$ , concluindo que a chuva efetiva total sobre a Bacia a sofrer detenção é  $P_{ef} = 32,1$  mm, para minimização das suas enchentes urbanas.

Da mesma premissa de que a chuva armazenável na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, é igual a sua chuva efetiva total, determinou-se, a partir dessa, o volume da chuva armazenável na Bacia, para o ano de 2020, quando a taxa de impermeabilização dos solos será máxima,  $AI_{máx} = 86,64\%$ , e portanto, a chuva total necessária a reservação na Bacia  $P_r = 20,5$  mm, concluindo-se que o volume de reservação total, necessário a minimização das enchentes urbanas na Bacia, por unidade de área de coleta (telhado), é  $V_r = 0,0205 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 20,5 \text{ l/m}^2$ .

Devido a boa capacidade de infiltração das águas pluviais nos solos das áreas da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, concluiu-se, a partir dos equacionamentos estabelecidos, que o volume de reservação total, por unidade de área de coleta (telhado), poderá ser reduzido para  $V_r = 0,0185 \text{ m}^3/\text{m}^2 = 18,5 \text{ l/m}^2$ . Portanto, a capacidade dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais poderá ser 9,76% menor do que os reservatórios dimensionados nas áreas das litologias Formação Guabirota e dos Sedimentos Recentes.

Devido aos comportamentos idênticos tanto nos aspectos da urbanização como nas



impermeabilizações dos solos, entre a Bacia Hidrográfica Parcial, com área de drenagem  $A = 42 \text{ km}^2$ , onde foram feitas todas as avaliações quantitativas, e a Bacia Hidrográfica Total, com área  $A = 87,85 \text{ km}^2$ , na Tabela 3.46 constam os valores unitários de reservação a serem adotados no dimensionamento dos reservatórios de armazenamento das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, visando a minimização das suas enchentes urbanas.

Conforme especificado no Capítulo 4 da Norma Brasileira NBR 5626/82, um sistema de armazenamento para detenção das águas pluviais, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, sendo totalmente independente do sistema de abastecimento público, é factível de ser construído, porém as utilizações das águas pluviais deverão ser para **fins não-potáveis**, para não colocar em risco a saúde dos seus usuários. De imediato, concluiu-se que, pela substituição das águas potáveis do sistema de abastecimento público pelas águas pluviais da drenagem urbana, proporcionará economia na tarifa mensal de água e esgotos dos seus usuários e, além disso, otimização na utilização dos mananciais de abastecimento público, preservando-os e não exaurindo sua exploração num curto espaço de tempo.

Considerando um coeficiente de escoamento superficial médio das áreas de coleta das águas pluviais  $C = 0,85$  e, as precipitações pluviais mensais médias, Tabela 3.47, para uma série histórica completa de 19 anos (1982 – 2000), da Estação Pluviométrica Curitiba Prado Velho, concluiu-se que na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, o volume médio anual unitário aproveitável das águas pluviais por unidade de área de coleta é  $\bar{Q} = 1,284 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (Tabela 3.49). Destacaram-se, pela ordem, como os meses mais desfavoráveis a coleta e utilização das águas pluviais em Curitiba, os meses de Agosto, Abril e Julho, com volumes médios unitários de águas pluviais, respectivamente iguais a:  $\bar{Q}_{08} = 0,067 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ;  $\bar{Q}_{04} = 0,068 \text{ m}^3/\text{m}^2$  e  $\bar{Q}_{07} = 0,084 \text{ m}^3/\text{m}^2$ . Em contrapartida, concluiu-se que nos meses de maior consumo de água potável, ou seja, no Verão, Curitiba também possui o maior potencial para coleta e utilização das águas pluviais, em substituição as águas potáveis do sistema de

abastecimento público, destacando-se, em ordem crescente, os meses de Dezembro, Fevereiro e Janeiro, com volumes médios unitários de águas pluviais aproveitáveis:  $\overline{Q}_{12} = 0,125 \text{ m}^3/\text{m}^2$ ;  $\overline{Q}_{02} = 0,139 \text{ m}^3/\text{m}^2$  e  $\overline{Q}_{01} = 0,173 \text{ m}^3/\text{m}^2$  (Tabela 3.49).

Com base em dados práticos obtidos nas pesquisas e recomendações do PNCD – Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água, dos consumos médios de água potável, indicados nas Tabelas 3.50 a 3.53 e com os parâmetros de consumo para usos externos e interno das águas pluviais, Tabela 3.54, em substituição ao consumo da água potável, e ainda, tendo por base o preço da tarifa de água e esgoto, praticada no Município de Curitiba pela Concessionária SANEPAR, Tabela 3.56, desenvolveu-se o projeto completo de um sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, numa casa unifamiliar com 4 habitantes, e área de coleta (telhado)  $A_c = 51 \text{ m}^2$ . A aplicabilidade do projeto de um sistema dessa natureza, foi verificada para a casa simples unifamiliar, construída nas duas áreas distintas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém: 1º) Nas áreas dos solos das Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes; 2º) Nas áreas dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, que permitiram obter as seguintes conclusões:

1ª) Numa série histórica de 19 anos, de 1982 até 2000, das precipitações pluviométricas médias, a economia média anual na tarifa de água potável nessa casa, variou do valor mínimo de 16,28%, no ano da maior estiagem registrada, em 1985, até o valor máximo de 28,52%, no ano de 1990, o de melhor distribuição temporal das chuvas, ou seja, a situação mais favorável a coleta e utilização das águas pluviais. Equivaleria a uma economia média no consumo de água potável, do sistema de abastecimento público, na casa unifamiliar com 4 habitantes, de, no mínimo, 1,95 meses no ano de 1985, até um valor máximo de 3,42 meses, no ano mais favorável em 1990;

2ª) Se considerar a média histórica anual das precipitações pluviométricas, de 1982 até 2000,  $\overline{P} = 1511,2 \text{ mm}$ , com coeficiente de escoamento superficial  $C = 0,85$  das áreas de

coleta das águas pluviais, aproveitando a altura de chuva média anual  $\bar{P} = 1284,5$  mm, a economia média anual das águas potáveis resultará em 28,43%, numa economia média de 3,41 meses ao ano, ou seja, um valor praticamente igual ao ano de 1990, o mais favorável a coleta e utilização das águas pluviais;

3ª) A boa capacidade de infiltração nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino, permitiu que o volume do reservatório de armazenamento das águas pluviais, nessa Litologia, fosse 25% menor do que nas duas outras litologias da Bacia, Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes. Entretanto, devido a construção do dispositivo de infiltração das águas pluviais, na referida área, a diferença do menor custo na construção do sistema de coleta e utilização das águas pluviais foi mínima, apenas 3,35%, com relação as duas outras litologias da Bacia, com baixas capacidades de infiltração das águas pluviais;

4ª) Considerando a economia média anual na tarifa do consumo das águas potáveis, substituídas pela utilização das águas pluviais, 28,43%, os períodos médios de reembolso do investimento, na construção do sistema de coleta e utilização das águas pluviais na casa unifamiliar simples, são praticamente iguais,  $\bar{n} = 5,8$  anos (Tabela 3.65), para as áreas dos solos das Litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes e,  $\bar{n} = 5,6$  anos (Tabela 3.67), nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino;

5ª) O plano de operação e manutenção do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, Tabela 3.68, na casa unifamiliar simples com 4 habitantes, apresenta grande simplicidade na sua implementação por parte dos usuários, e praticamente, os custos são inexistentes ou com custos baixíssimos a moderados, caso se utilizem unidades de bombeamento, para elevação das águas pluviais para um reservatório superior. Entretanto, se os usuários não atenderem aos procedimentos mínimos estipulados no plano de operação e manutenção, o sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais ficará totalmente ineficiente, tanto nos aspectos da economia

proporcionada na tarifa de água potável do sistema de abastecimento público, recarga das águas subterrâneas, assim como na detenção e retardamento do escoamento superficial, para minimização das enchentes nas vertentes, córregos, rios e canais da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém.

Tendo por base o projeto do sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, da casa unifamiliar com área de coleta (telhado)  $A_c = 51 \text{ m}^2$  e os levantamentos dos dados de consumo e da tarifa mensal de água potável, fornecida pelo sistema de abastecimento público, de quatro consumidores, Tabelas 3.57 a 3.60, sendo dois residenciais e dois comerciais, avaliaram-se as economias de água potável nos quatro casos, proporcionadas pela substituição das águas pluviais, correspondentes aos meses dos dados de consumo, destacando-se:

1º) Com os mesmos critérios da casa unifamiliar simples, exceto o consumo da bacia sanitária, uma casa unifamiliar com 5 moradores e área de coleta das águas pluviais  $A_c = 110 \text{ m}^2$ , localizada no Bairro Boqueirão, no período de Julho/2000 a Maio/2001, o sistema de coleta e utilização das águas pluviais reduziria, substancialmente, o consumo da água potável, diminuindo o consumo médio diário “per capita” de  $q = 154 \text{ l/hab.dia}$  para  $q = 91,53 \text{ l/hab.dia}$ . Isto proporcionaria uma economia média de 42,26% na tarifa, ou seja, equivaleria, no período considerado, a 5,07 meses sem despesas ao consumidor, pelo abastecimento de água potável, do sistema de abastecimento público de Curitiba;

2º) No condomínio residencial multifamiliar vertical, com 43 habitantes e área de coleta das águas pluviais  $A_c = 245 \text{ m}^2$ , localizado no Bairro Ahú, no período de Janeiro a Dezembro de 2000, com os mesmos critérios da casa unifamiliar com  $A_c = 110 \text{ m}^2$  de telhado, a substituição das águas potáveis pelas pluviais, utilizando-as em todas as 36 bacias sanitárias do condomínio, pontos de maior consumo diário das águas não-potáveis, a economia média anual máxima no consumo e na tarifa do condomínio multifamiliar, se elevariam,

respectivamente, de 6,88% e 6,76% para 9,57% e 9,54%. Portanto, esses valores indicam que as economias no consumo e na tarifa de água potável desse condomínio vertical seriam maiores, somente se área de coleta das águas pluviais fosse maior;

3º) Na indisponibilidade dos dados das instalações internas e externas para utilização das águas pluviais, num hipermercado com área de coleta das águas pluviais  $A_c = 12.000 \text{ m}^2$ , localizado no Bairro Jardim Botânico, e num shopping center, localizado no Bairro Centro Cívico, com área de coleta  $A_c = 6.164,46 \text{ m}^2$ , adotou-se para critério, nos dois casos, o volume de armazenamento total utilizado 4 vezes ao mês. A diferença na economia da tarifa de água potável entre o hipermercado e o shopping center, de 23,91% para o hipermercado contra 11,21% do shopping center, está diretamente ligada ao tamanho da área de coleta das águas pluviais, pois a área do telhado do hipermercado, tem, praticamente, o dobro da área do telhado do shopping center.

Com os mesmos parâmetros e critérios desenvolvidos na detenção distribuída das águas pluviais, ao longo da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, foram analisadas as detenções das águas pluviais originadas em função das impermeabilizações impostas aos solos das bacias hidrográficas, pela pavimentação do sistema viário público. A análise das detenções das águas pluviais foi feita mediante a apresentação de dois exemplos. O primeiro, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Ivo, localizada na área dos solos da Litologia Formação Guabirotuba, com 430 ha de área de drenagem, na Praça General Osório, no Centro da Cidade de Curitiba e, o segundo exemplo, na área dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica do Rio Pilarzinho, com 268,65 ha de área de drenagem, no Largo José Zonatto, localizado no Bairro Bom Retiro.

Os resultados obtidos com a detenção distribuída das águas pluviais do sistema viário, em todos os logradouros públicos das bacias hidrográficas dos rios Ivo e Pilarzinho, indicados nas Tabelas 3.77 e 3.78, reforçaram a validade da tese do armazenamento distribuído das

águas pluviais, ao longo de toda a extensão territorial da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, feito nas casas, condomínios, hipermercados, shopping centers, postos de combustíveis, etc. Conseqüentemente, o conceito da detenção concentrada das águas pluviais na macrodrenagem urbana, num único reservatório, denominado popularmente de “piscinão”, em áreas intensamente urbanizadas, deverá ser reavaliado, podendo até ser abandonado, pois faltará espaço físico para sua construção. A título de ilustração, se considerarmos uma profundidade  $h = 2,5$  m no reservatório de detenção das águas pluviais, na Praça General Osório, a qual tem área total de  $14.800 \text{ m}^2$ , necessitaríamos uma área disponível 1,76 vezes maior, cerca de  $26.000 \text{ m}^2$ , no Centro da Cidade de Curitiba. Identicamente, uma área disponível de  $10.300 \text{ m}^2$  seria necessária no Largo José Zonatto, no Bairro Bom Retiro, cerca 20,6 vezes maior do que a sua área total de  $500 \text{ m}^2$ , se o reservatório de detenção concentrada fosse construído com 3,5 m de profundidade.

Com relação aos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, com parâmetros, critérios e equacionamentos desenvolvidos a partir dos dados de 25 eventos fluviométricos críticos que ocorreram na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, na seção transversal da Estação Fluviográfica Curitiba Prado Velho, com  $42 \text{ km}^2$  de área de drenagem, permitiu elencar as seguintes recomendações:

1ª) Obter o crescimento das taxas de impermeabilização dos solos atual e futura, das demais bacias hidrográficas de Curitiba, preferencialmente, pela metodologia do Sensoriamento Remoto, pois na análise e interpretação das imagens digitais dos satélites, as superfícies líquidas das vertentes, córregos, lagos e rios são consideradas áreas impermeáveis;

2ª) Proceder novos levantamentos das taxas de impermeabilização dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, com base nas imagens de satélite, até 2020, ano a ano, para verificar se acontecerá o crescimento da taxa de impermeabilização dos solos da Bacia, prevista no presente trabalho e, por conseguinte, observar se a relação de “permeabilidade

artificial” dos solos da Bacia “Rp” = 25,71% é satisfatória para promover a minimização das suas enchentes urbanas;

3ª) Estender a relação de “permeabilidade artificial” dos solos “Rp” = 25,71%, obtida para as litologias dos solos e características hidrológicas da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, para toda área territorial do Município de Curitiba, possuidora de características idênticas. Implantando sistemas de coleta e utilização das águas pluviais, com coeficiente de escoamento superficial das áreas de coleta  $C = 0,85$ , no ano de 2020, o Município de Curitiba poderá substituir seu consumo de água potável em faixas mínima, máxima e média de 14%, 35% e 29%, respectivamente, de acordo com valores determinados para a casa unifamiliar simples, com telhado de  $51 \text{ m}^2$  de área (Tabela 3.63). Essas porcentagens poderão sofrer alguns incrementos, em sistemas de utilização, com áreas de coleta das águas pluviais maiores. Entretanto, deve-se alertar aos usuários desses sistemas, de que os percentuais indicados na utilização das águas pluviais, para uma mesma área de coleta, a qual determina o volume de armazenamento, sofrerão redução, a medida que se utilize um maior número de bacias sanitárias, pontos de maior consumo da água potável, fornecida pelo sistema de abastecimento público;

4ª) No Município de Curitiba, os reservatórios de armazenamento das águas pluviais deverão ter seu volume calculado com base nos parâmetros hidrológicos determinados para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém: Na Tabela 3.46 os valores da chuva total e do volume unitário de reservação e, na Tabela 3.49 os valores dos volumes mensais médios aproveitáveis das águas pluviais. Os reservatórios de armazenamento das águas pluviais deverão permanecer vazios nas épocas sem ocorrência das chuvas, para abatimento das vazões máximas geradas nos lotes urbanizados, e na sequência, nos hidrogramas dos canais de micro e macrodrenagem urbanas, de todas as bacias hidrográficas de Curitiba;

5ª) Inserir no Código de Obras do Município de Curitiba, a exigência para construção

de reservatórios de armazenamento das águas pluviais, em todos os lotes com áreas já impermeabilizadas por construções, assim como nas futuras, independentemente das zonas de uso e ocupação dos solos do Município, dimensionados a partir dos critérios e parâmetros determinados pela relação de “permeabilidade artificial” dos solos “ $R_p$ ” = 25,71%, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém. Tais reservatórios promoverão a detenção, a recarga dos aquíferos, e portanto, o controle do escoamento superficial, com amortecimento dos níveis de água máximos e seu retardamento, pois aumentarão os tempos de concentração de todas as bacias hidrográficas de Curitiba;

6ª) No dimensionamento do volume dos reservatórios para sedimentação das impurezas existentes nas superfícies de coleta das águas pluviais, utilizar os valores compreendidos entre 0,4 l/m<sup>2</sup> e 1,5 l/m<sup>2</sup> de telhado, equivalentes a uma chuva inicial a ser descartada de 0,4 mm/m<sup>2</sup> até 1,5 mm/m<sup>2</sup> de telhado;

7ª) Inserir nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT:

- NBR 5626/82 “Instalações Prediais de Água Fria”, a coleta e utilização das águas pluviais, conforme já especificado, em sistema independente das águas potáveis, porém inserindo novas especificações gerais com relação a este tipo de sistema, e, em Anexo, parâmetros e critérios regionais, a medida que os Estados da Federação os desenvolverem.

- NBR 10844/89 “Instalações Prediais de Águas Pluviais”, todas as especificações com relação as tubulações, conexões e peças acessórias, reservatórios de autolimpeza e de armazenamento das águas pluviais, além dos dispositivos de extravasão, registros, torneiras, etc, destacando que o sistema de coleta e utilização das águas pluviais deverá ser totalmente independente do sistema de abastecimento público, visto que águas pluviais são não-potáveis, podendo adotar a cor verde escura nesse tipo de sistema, por ter características de solução ambiental aos problemas das enchentes urbanas, podendo se habilitar a obtenção do certificado de qualidade ambiental ISO 14.000. Constar, em Anexo, parâmetros e critérios



regionais em relação a coleta e utilização das águas pluviais, inclusive as relações Intensidade x Duração x Frequência (IxDxF), a medida que as Unidades da Federação as desenvolverem;

8ª) Para avaliar os consumos externos e interno das águas pluviais, em substituição aos consumos de água potável do sistema de abastecimento público, recomenda-se a utilização dos parâmetros de consumo indicados na Tabela 3.54;

9ª) Utilizar as águas pluviais, tanto dos reservatórios de armazenamento distribuídos ao longo de todos os bairros do Município de Curitiba, assim como dos de retenção nos logradouros públicos, deverão ser para fins não-potáveis, tais como: Limpeza de ruas, calçadas e estacionamentos, lavagem de veículos, irrigação de canteiros, jardins e floreiras, combate a incêndios, em processos industriais que não necessitem alto grau de pureza e, nos consumos internos, somente nas descargas das bacias sanitárias e dos mictórios. Caso se utilizem as águas pluviais para fins nobres, ou seja, como águas potáveis, o(s) usuário(s) responsabilizar-se-á(ão) para que os parâmetros de qualidade dessas águas satisfaçam aos padrões de potabilidade estabelecidos na Portaria Nº 36/90, do Ministério da Saúde, para garantia da saúde pública do(s) seu(s) usuário(s);

10ª) Incentivar a substituição nas edificações existentes e adotar nos projetos novos das instalações hidráulico-sanitárias das edificações, bacias sanitárias com caixa de descarga acoplada, que apresentam menor consumo, e, prover a medição individual do consumo de água potável nos condomínios multifamiliares, medidas essas que aumentarão os percentuais de utilização das águas pluviais no Município de Curitiba, assim como em economia à sua população, diminuindo o período médio de reembolso do investimento na construção do sistema de coleta e utilização das águas pluviais;

11ª) Para obter utilização eficiente das águas pluviais, nos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, recomenda-se aos usuários elaborarem um plano objetivo da operação e manutenção de todas as instalações hidráulico-

sanitárias, tendo por base o plano especificado na Tabela 3.68;

12<sup>a</sup>) Não cobrar na tarifa mensal de água potável e esgotos sanitários, por parte da Concessionária responsável pela coleta e tratamento dos esgotos sanitários do Município de Curitiba, pelo aproveitamento de parte das águas pluviais como água não-potável, pelos seguintes motivos:

1º) A utilização das águas pluviais promoverá a conservação dos mananciais superficiais e subterrâneos de abastecimento, retardando a velocidade de exploração dos mesmos, e, conseqüentemente, também investimentos da Concessionária, em ampliações dos sistemas existentes, ou, na construção de novos sistemas de abastecimento público;

2º) Dificuldades de realizar micromedição individualizada nas bacias sanitárias de cada economia, únicos pontos de consumo interno das águas pluviais, não sendo lícita, portanto, fazer a estimativa desse volume de esgotos, uma vez que a taxa de retorno das águas potáveis em esgotos sanitários de 80%, também é uma estimativa da Concessionária<sup>(\*)</sup>. E ainda, no Município de Curitiba, a Concessionária não adota no preço da tarifa mensal, o consumo real de água potável, e portanto, também dos esgotos sanitários, onde há rede coletora instalada, cobrando tarifa mínima para um volume de até 10 m<sup>3</sup>, conforme consta na Tabela 3.56;

3º) Cobrança na tarifa mensal pela Concessionária, do volume de esgotos sanitários originados pelo consumo de águas pluviais nas bacias sanitárias, somente quando as bacias hidrográficas do Município de Curitiba, realmente, tiverem cobertura de 100% com rede coletora e o respectivo tratamento dos esgotos sanitários. Quando forem atingidas tais metas, respeitar-se-á o princípio de escoamento separador universal dos sistemas, isto é, águas pluviais escoando nas redes de galerias e nos canais de drenagem urbana e, os esgotos sanitários escoando nas redes coletoras, interceptores e emissários, até a estação de tratamento

---

<sup>(\*)</sup> Em 01/03/2002 a taxa foi elevada para 85%.

dos esgotos sanitários;

13ª) Não embutir na tarifa de água e esgotos da Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR, Concessionária dos sistemas de abastecimento de água potável e de coleta e tratamento dos esgotos sanitários do Município de Curitiba, a remuneração dos custos de operação e manutenção dos sistemas de microdrenagem e macrodrenagem urbanas de Curitiba, aos moldes de como é feito pela TD – Taxa de Drenagem, aplicada pelo Serviço Municipal de Saneamento Ambiental – SEMASA, do Município de Santo André – SP. Caso a TD – Taxa de Drenagem fosse embutida na tarifa de água e esgotos da SANEPAR, estaríamos misturando as funções e envolvimento, e ainda, as responsabilidades incidentes sobre as infra-estruturas sanitárias públicas do Município de Curitiba;

14ª) Instituir-se-á pela Câmara Municipal de Curitiba e entrará em vigor uma TD – Taxa de Drenagem junto ao IPTU dos lotes impermeabilizados, no Município de Curitiba, somente a partir da condição em que nas bacias hidrográficas do sistema viário de Curitiba, todos os reservatórios de detenção tenham sido adequadamente dimensionados para a taxa de impermeabilização máxima dos solos, no ano de 2020, e, construídos em todos os logradouros públicos dessas bacias hidrográficas, preferencialmente de montante para jusante, sentido de escoamento das águas pluviais.

A arrecadação da TD – Taxa de Drenagem no IPTU dos lotes, deverá estar inclusa no orçamento do exercício posterior, atrelada aos investimentos no melhoramento ambiental dos problemas ocasionados pelas enchentes urbanas e, não como fonte de arrecadação destinada para outras finalidades urbanísticas e/ou das outras infra-estruturas necessárias;

15ª) Conforme divulgado em matéria jornalística do dia 06/12/2001, e baseado na Lei Municipal Nº 6.388/82, a Prefeitura Municipal de Curitiba assinou contrato com a Companhia de Saneamento do Paraná –SANEPAR, por um prazo de 30 anos, a concessão dos serviços de abastecimento de água e de coleta e tratamento dos esgotos sanitários, tendo entre os objetivos

ampliar a rede de coleta e tratamento dos esgotos sanitários de Curitiba, até o ano de 2020, para atender 90% da sua população.

Sendo a Drenagem Urbana de Curitiba infra-estrutura sanitária de competência do Poder Público Municipal e, devido ao contrato de concessão mencionado, recomenda-se não tarifar os esgotos sanitários decorrentes da utilização das águas pluviais, não-potáveis, nas bacias sanitárias dos domicílios, condomínios, etc, porque essas se constituem no único ponto de consumo interno, onde é permitido o uso das águas pluviais. Será admitida a remuneração desses serviços pela Concessionária, somente se atender as condições de instalar micromedição nas bacias sanitárias de cada economia, e, abolir a tarifa do consumo mínimo de água potável, estipulada em 10 m<sup>3</sup>, conforme exposto em recomendação anterior;.

16<sup>a</sup>) Obrigatoriedade na construção dos dispositivos de infiltração dos excessos das águas pluviais, nas áreas dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, porém nas demais litologias dos solos da Bacia, recomenda-se permitir a infiltração das águas pluviais excedentes nas áreas permeáveis dos lotes, tais como jardins, canteiros de flores e plantas, áreas gramadas, ou mesmo numa caixa de brita com camada de pequena espessura, entre outras. Tais medidas podem ser estendidas para todo o Município de Curitiba;

17<sup>a</sup>) Revisão de todos os modelos-padrão de calçadas de Curitiba, previstos na Lei Municipal Nº 8635/93 e regulamentados pelo Decreto Lei Nº 561/98, com materiais dos pavimentos totalmente impermeáveis, para inserir áreas vazadas permeáveis, que não comprometam a segurança dos pedestres, tais como os modelos especificados: Padrão A: Bloco de concreto pré-moldado (20x10x6)cm e Padrão C: Placa de concreto pré-moldado (45x45x5)cm. Tais modelos, por exemplo, poderiam ser redimensionados com áreas vazadas, conforme eficiência calculada e demonstrada no estacionamento de automóveis numa lanchonete localizada no Bairro Cabral, teriam uso obrigatório nas áreas dos solos do

Embasamento Cristalino, da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, e opcionais nas demais litologias da Bacia. Identicamente a recomendação anterior, poder-se-ia contemplar toda a extensão territorial do Município de Curitiba, com esses redimensionamentos das suas calçadas;

18<sup>a</sup>) Em todas as calçadas existentes em Curitiba, com 100% de área impermeabilizada pela pavimentação, construídas com vários tipos de materiais, principalmente nas áreas dos solos do Embasamento Cristalino, verificar as possibilidades de reconstruí-las com áreas verdes gramadas, tornando-as permeáveis, nas mesmas especificações dos padrões de calçadas que constam do Decreto Lei Nº 561/98;

19<sup>a</sup>) Se os projetistas desejarem dimensionar a capacidade dos reservatórios de detenção das águas pluviais, nos logradouros públicos do sistema viário público de Curitiba, poderão também utilizar a relação  $IxDxF$ , expressa pela Equação (3.25), da Estação Pluviográfica Curitiba Prado Velho, com os parâmetros tempo de recorrência ( $Tr$ ) e tempo de duração da chuva crítica ( $t$ ), recomendados pela Secretaria Municipal de Obras Públicas de Curitiba. Nas áreas públicas do Município de Curitiba, tais como parques, bosques, praças, largos, e fundo de vale, deverão ser destinados espaços para construção de reservatórios de detenção das águas pluviais, com capacidades compatíveis com as áreas de drenagem contribuintes e, com as áreas disponíveis e aptas para tal fim. Estes reservatórios deverão ter regras de operação e de manutenção para o bom funcionamento dos mesmos, que não comprometam, em hipótese nenhuma, a saúde pública dos habitantes de Curitiba;

20<sup>a</sup>) De matérias jornalísticas recentes, o Município de Curitiba está firmando contratos de aluguel do seu subsolo em todo seu território, com empresas privadas, estaduais e federais, que estão implantando infra-estruturas de energia elétrica, de cabos telefônicos, distribuição de gás natural, etc. Dessa maneira, recomenda-se repassar o percentual de 5,14% dos aluguéis recebidos, à Secretaria Municipal de Obras Públicas ( $SMOP = A_{SV} \times "Rp" =$

20% x 25,71% = 5,14%), para aplicá-los no exercício seguinte, na construção dos reservatórios de retenção das águas pluviais, em todos os logradouros públicos, da(s) bacia(s) hidrográfica(s) onde é cobrado aluguel referente a utilização do subsolo;

21<sup>a</sup>) A Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT deverá promover a elaboração da Norma Técnica NBR “Drenagem Urbana”, englobando os princípios, critérios e parâmetros de projeto, para dimensionamento dos sistemas de retenção das águas pluviais distribuídos ao longo de todos os bairros e logradouros públicos, das bacias hidrográficas altamente urbanizadas e naquelas em processo de urbanização, para minimizar ou evitar a ampliação para jusante das vazões máximas atuais. Também deverão ser inseridas as especificações e recomendações referentes a retenção concentrada das águas pluviais, e no Anexo, constarem as relações  $IxDxF$ , critérios e parâmetros regionais, além dos métodos de dimensionamento mais utilizados, tanto para a drenagem urbana tradicional como para a inovadora, que leva em conta a retenção distribuída das águas pluviais;

22<sup>a</sup>) Proceder a revisão dos valores da taxa de permeabilidade mínima dos terrenos de Curitiba, que constam nos Quadros I a XLIV, integrantes da Lei de Zoneamento, Uso e Ocupação do Solo, Nº 9.800/00, conforme Item VI do seu Art. 42, ou ainda, se esta taxa estiver especificada nos Decretos regulamentadores dos artigos da referida Lei, em função dos critérios e parâmetros determinados a partir da relação de “permeabilidade artificial” dos solos “ $R_p$ ” = 25,71%, da Bacia Hidrográfica do Rio Belém;

23<sup>a</sup>) Incentivar o Poder Público do Município de Curitiba para implantação de sistemas de coleta, armazenamento e utilização das águas pluviais, em toda a extensão territorial das suas bacias hidrográficas, assim como reservatórios de retenção em todos os seus logradouros públicos, para minimização das suas enchentes urbanas. Isto, promoverá o reconhecimento de que seus recursos hídricos são limitados, para o suprimento da demanda de água potável, por parte da Concessionária responsável pelo abastecimento público e, por

consequência, todos os munícipes se esforçarão na direção do desenvolvimento de sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, pois em princípio, a maioria da população é resistente a idéias e técnicas inovadoras, principalmente, se tiverem que desembolsar recursos financeiros e investir na construção do referido sistema;

24ª) Despertar o interesse e convencer tecnicamente as equipes do Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, e da Secretaria Municipal de Urbanismo, responsáveis pelo planejamento e estruturação da Cidade de Curitiba, para promoverem intensivamente a implantação de sistemas de utilização e de retenção das águas pluviais, a luz dos critérios e parâmetros desenvolvidos no presente trabalho, em toda a área do Município de Curitiba, e portanto, mais um diferencial positivo da Cidade em relação a outras cidades brasileiras, que excluem as águas pluviais na sua estruturação sanitária, destruindo o ciclo regional da água;

25ª) O Município de Curitiba regulamentará os novos conceitos da drenagem urbana, fundamentados em critérios e parâmetros hidrológico-hidráulico-geológicos, para os sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, por meio de Decreto Lei, instituindo o Plano Diretor de Drenagem Urbana de Curitiba, embasado no Manual de Drenagem Urbana, a serem elaborados, visando a retenção das águas pluviais para o abatimento dos níveis máximos das enchentes urbanas, nas bacias hidrográficas de Curitiba e, a recarga dos seus aquíferos;

26ª) O Município de Curitiba inserirá na sua Lei Orgânica e na Lei Nº 7.833/91, da “Política de Proteção, Conservação e Recuperação do Meio Ambiente”, os novos conceitos da drenagem urbana, embasados nos critérios e parâmetros hidrológico-hidráulico-geológicos determinados para a Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, e usados nos sistemas de utilização e de retenção das águas pluviais, que se traduzirão, a médio prazo, na minimização, e quiçá também, no controle das enchentes urbanas, em todas as bacias hidrográficas de

Curitiba.

Outro instrumento que poderá ser utilizado no controle do uso e ocupação do solo, visando a proteção e conservação dos recursos hídricos do Município de Curitiba é a Lei Estadual do Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços – ICMS Ecológico. Da arrecadação Estadual desse imposto, 5% são repassados aos municípios que promovem a conservação dos seus mananciais de abastecimento público ou, mantenha unidades de preservação e conservação ambiental. Portanto, dos recursos repassados ao Município de Curitiba, uma parte deles, num índice máximo de 1,3% dos recursos ( $25,71\% \times 5\% = 1,3\%$ ), seriam aplicados nas obras de construção dos reservatórios de retenção das águas pluviais, nos logradouros públicos do sistema viário de Curitiba, pois estes implicam num melhoramento ambiental, pelo controle dos recursos hídricos superficiais da Cidade;

27ª) Na aprovação dos projetos de loteamentos de real interesse social, de obras públicas, privadas, comerciais, industriais, etc, junto às administrações competentes do Município de Curitiba, com relação aos projetos de drenagem contendo sistemas de retenção das águas pluviais nos lotes, deverá estar acompanhado de parecer técnico elaborado pela Secretaria Municipal de Obras Públicas – SMOP;

28ª) Criar linha de financiamento no SFH – Sistema Financeiro de Habitação, da CEF – Caixa Econômica Federal, de outras instituições financeiras públicas e privadas e na COHAB-CT – Companhia de Habitação de Curitiba, buscando subsidiar a construção de sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, no Município de Curitiba. Projetos dessa natureza deverão ser aprovados com parecer técnico, em primeiro lugar, pela Secretaria Municipal de Obras Públicas de Curitiba e, na sequência, pela câmara ou divisão técnica de Engenharia das instituições financeiras a fim de obter o financiamento. Com base nas Tabelas 3.65 e 3.67, recomendam-se os prazos máximos do financiamento bancário de 5 anos (60 meses) para os sistemas de retenção das águas pluviais localizados nas



áreas dos solos da Litologia Embasamento Cristalino, e de 6 anos (72 meses) nas áreas dos solos das litologias Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes, do Município de Curitiba.

Como os sistemas de retenção das águas pluviais, em lotes e nos logradouros públicos serão considerados projetos de Saneamento Básico, o Município de Curitiba poderá pleitear recursos financeiros, junto a Câmara Gestora dos Recursos do FGTS, da Caixa Econômica Federal – CEF, ou ainda, em instituições financeiras de fomento nacionais e internacionais;.

29ª) A título de promover a minimização das enchentes urbanas nas bacias hidrográficas do Município de Curitiba, o Poder Público deve incentivar os proprietários ou possuidores de lotes com impermeabilizações impostas pelas construções já existentes e nas futuras, a ter redução no cálculo base do Imposto Predial e Territorial Urbano – IPTU, proporcionalmente as faixas da relação de “permeabilidade artificial” dos solos “Rp”, utilizadas nos lotes, de acordo com as Tabelas 5.1 e 5.2.

**Tabela 5.1** Redução do IPTU em Curitiba pela coleta e utilização das águas pluviais nas áreas das litologias dos solos Formação Guabirotuba e dos Sedimentos Recentes

Relação de “Permeabilidade Artificial” dos Solos “Rp” (%)	Chuva Total de Reservação (mm/m <sup>2</sup> )	Redução no IPTU (%)
20 a 25,71(Máxima)	15,96 a 20,50	30
15 a 20	11,96 a 15,95	20
10 a 15	7,97 a 11,95	10
5 a 10	4,00 a 7,96	5
até 5	Até 3,99	0

**Tabela 5.2** Redução do IPTU em Curitiba pela coleta e utilização das águas pluviais nas áreas da litologia dos solos Embasamento Cristalino

Relação de “Permeabilidade Artificial” dos Solos “Rp” (%)	Chuva Total de Reservação (mm/m <sup>2</sup> )	Redução no IPTU (%)	
		(1)	(2)
20 a 25,71(Máxima)	14,39 a 18,50	30	20
15 a 20	10,79 a 14,38	20	10
10 a 15	7,20 a 10,78	10	0
5 a 10	3,60 a 7,19	5	0
até 5	Até 3,59	0	0

(1) Implica na obrigatoriedade do sistema possuir dispositivo de infiltração das águas pluviais no lote;

(2) No caso de os lotes urbanizados não utilizarem dispositivos de infiltração das águas pluviais.

Caso proprietários ou possuidores de lotes, dotados de sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, não fizerem operação e manutenção adequadas dos mesmos, deixando-os totalmente ineficientes para a detenção das águas pluviais, e portanto, comprometendo a minimização das enchentes urbanas nas bacias hidrográficas de Curitiba, perderão a redução do imposto imobiliário e territorial urbano. Será obtido novamente o benefício na redução do IPTU, somente após vistoria e laudo técnico da Secretaria Municipal de Obras Públicas, responsável pela drenagem urbana do Município, comprovando o adequado funcionamento do sistema de coleta e utilização das águas pluviais.

Os lotes já urbanizados, em qualquer tipo de Zona do Município de Curitiba, com impermeabilizações impostas por ampliações irregulares das edificações, que não respeitaram as taxas de ocupação e de permeabilidade dos lotes, estipuladas pelas regulamentações da Legislação Municipal, não poderão ter os incentivos na redução do IPTU, recomendados nas Tabelas 5.1 e 5.2, e ainda, teriam a obrigatoriedade de implantar um sistema de detenção das águas pluviais no lote, dimensionado a partir da relação de “permeabilidade artificial” dos solos  $R_p = 25,71\%$ , sob pena de incidir, na mesma porcentagem da redução máxima, o aumento do IPTU do lote;

30ª) Reforçando a importância e premência na construção dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, distribuídas ao longo de todos os quarteirões das bacias hidrográficas de Curitiba, para minimização e controle das enchentes urbanas, reproduz-se na Tabela 5.3, as recomendações feitas por Miriam Greiffo Von Buettner em 1994, na sua monografia para obtenção do título de especialização gestora técnica do meio urbano;

**Tabela 5.3** Incentivos para construção de sistemas de coleta e utilização das águas pluviais no Município de Curitiba

1. Serviços de Apoio	2. Responsabilidades	3. Meios de Implementação	4. Benefícios Esperados
<b>A.</b> Projeto do Sistema de Aproveitamento das Águas Pluviais	- Secretaria Municipal de Obras Públicas - Concessionária do sistema público de abastecimento	- Contrato ou treinamento dos engenheiros ou dos técnicos responsáveis	- Boa qualidade do sistema - Materiais de construção apropriados - Baixo custo
<b>B.</b> Obtenção de Fundos Para Implantação do Sistema	- Próprias do usuário / proprietário - Governamentais - Instituições financeiras nacionais e internacionais	- Empréstimos e financiamentos a juros baixos - Subvenção do governo local por incentivos e benesses fiscais nos tributos - Subvenção de agências financeiras internacionais	- Usuário / proprietário tem orgulho de ter o sistema - Investimentos pessoais envolvidos - Responsabilidades individuais para adequada operação do sistema
<b>C.</b> Construção do Sistema	- Projetista usuário / proprietário, técnicos	- Projetista fornece informações adicionais - Técnicos supervisionam os trabalhos específicos envolvidos - Usuário / Proprietário fornece mão-de-obra e assistência, conforme sua experiência	- Pessoal experiente garante a qualidade do sistema - Usuário / proprietário tem envolvimento pessoal - Custo reduzido
<b>D.</b> Treinamento Durante a Implantação do Sistema	- Projetista, instituição pública responsável pela drenagem urbana e instituições técnicas e de ensino	- Instruções no local - Projetos demonstrativos	- Baixo custo - O usuário / proprietário do sistema tem maior participação nos trabalhos de construção
<b>E.</b> Educação Ambiental do Usuário/Proprietário	- Instituições técnicas e de ensino, organizações não governamentais	- Instrução a todos os usuários sobre a importância e o custo da água potável e a necessidade de utilizá-la sem desperdícios. A economia proporcionada pelo aproveitamento das águas pluviais, da necessidade de manutenção do sistema e os procedimentos nos períodos de estiagem	- Otimização no uso do sistema - Reserva contínua de água - Compreensão da necessidade de manutenção do sistema - Funcionamento independente dos dois sistemas (das águas potáveis e das águas pluviais)
<b>F.</b> Exigência de Inspeção na Operação e Manutenção do Sistema	- Secretaria Municipal de Obras Públicas, com fiscalização local por meio de técnico ou engenheiro responsável	- Inspeção de todos os aspectos de operação e manutenção do sistema - Incentivo ao usuário / proprietário para elaborar o plano de operação e manutenção do sistema - Eliminação dos problemas que envolvem a operação do sistema	- O funcionamento e os objetivos do sistema são mantidos - Defeitos construtivos são identificados - Serviços de manutenção são melhores - O sistema é mais confiável - A qualidade da água armazenada é mantida

Fonte: BUETTNER (1994)

31<sup>a</sup>) Em vez das tecnologias do Geoprocessamento e do Sensoriamento Remoto ajudarem as administrações municipais a aumentarem o IPTU dos lotes, aumentando a arrecadação dos municípios, pela constatação da ampliação irregular das construções, conforme divulgado recentemente em várias matérias jornalísticas, os recursos provenientes dessa arrecadação, poderiam ser canalizados, na forma de orçamento efetivo para obras hidráulicas dos sistemas de micro e macrodrenagem urbanas, ou principalmente, nos sistemas de retenção das águas pluviais nos logradouros públicos, de responsabilidade do poder

público municipal. Ou, notificar os proprietários/usuários para implementarem, obrigatoriamente, o sistema de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais, sob pena de nos próximos exercícios, acrescer substancialmente o valor do IPTU, caso não atendida a notificação da Secretaria Municipal de Obras Públicas, com prazo de validade por 180 dias (6 meses), a partir da data de sua expedição;

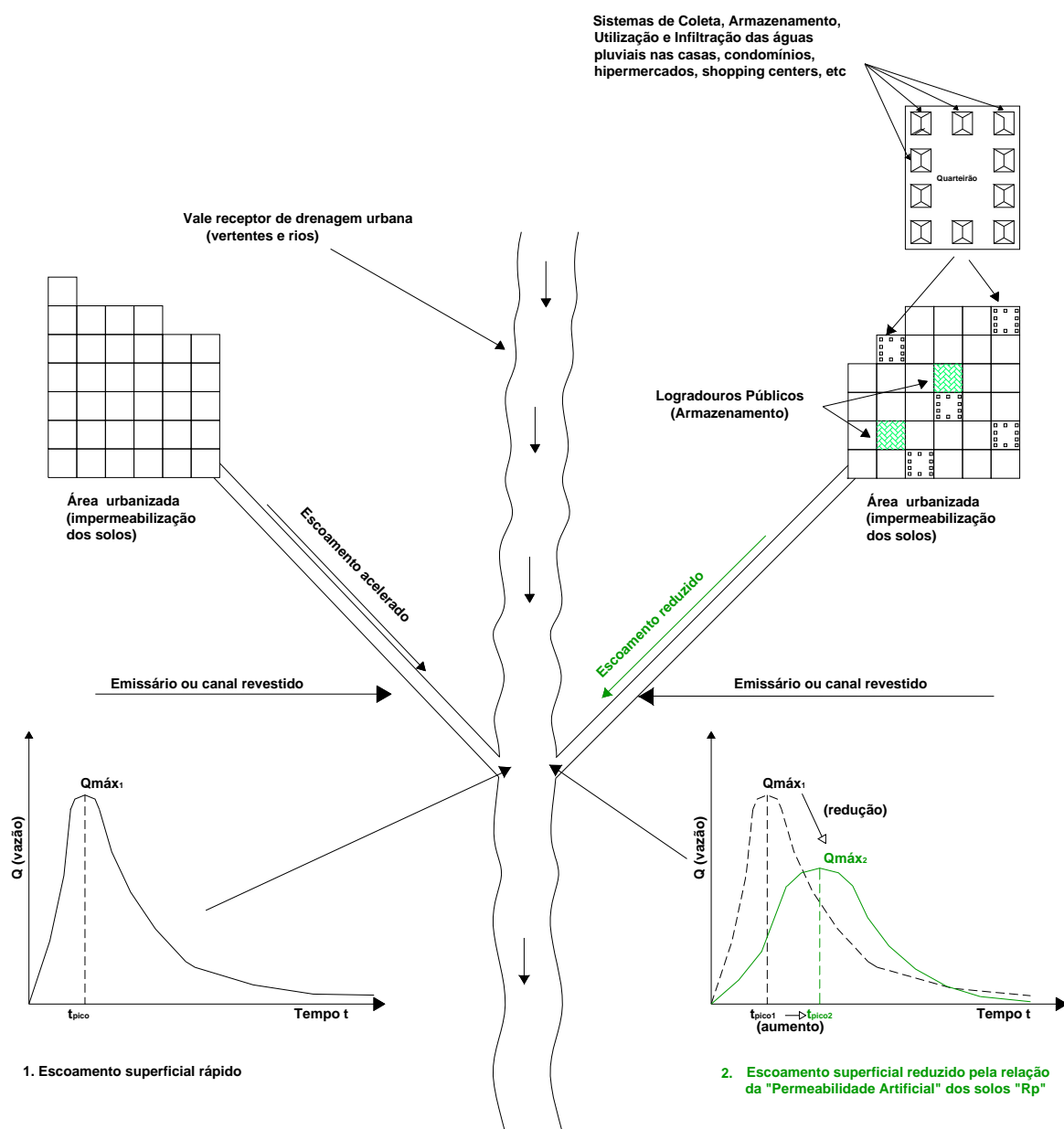
32<sup>a</sup>) Nos dimensionamentos futuros das obras hidráulicas dos sistemas de micro e macrodrenagem urbanas, na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, sem detenção das águas pluviais, isto é, drenagem urbana tradicional, recomenda-se utilizar os valores da taxa de impermeabilização dos solos (AI) e do coeficiente de escoamento superficial C, referentes ao ano de 2020, indicados na Tabela 3.16.

Dentro da nova abordagem na drenagem urbana, caso praticado o armazenamento das águas pluviais em todos os quarteirões e logradouros públicos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, a montante dos 42 km<sup>2</sup> de área de drenagem, recomenda-se a utilização dos valores das “taxas de impermeabilização dos solos futuras” (“AI<sub>f</sub>”) e dos “tempos de concentração da bacia atual” (“(t<sub>c</sub>)<sub>a</sub>”), indicados na Tabela 3.35, para os dimensionamentos futuros das estruturas e componentes dos sistemas de micro e macrodrenagem urbanas, deve-se tomar muito cuidado porque, atualmente, esses valores são: Taxa de impermeabilização dos solos AI = 78,49% e tempo de concentração da bacia t<sub>c</sub> = 57 min.

Devido a necessidade da redução dos picos das enchentes nas vertentes e nos vales receptores de águas pluviais da drenagem urbana e a recarga das águas subterrâneas, desenvolveu-se na área da Geologia Ambiental, aliada a Hidrologia Urbana, a aplicabilidade da coleta, do armazenamento e detenção das águas pluviais, suas utilizações junto ao quadro urbano e a infiltração do excesso das mesmas, buscando, com base em 25 eventos pluviométricos críticos, observados numa série histórica de 15 anos (1987 – 2001), na Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, o retardamento do escoamento superficial e a diminuição

dos seus níveis de água máximos.

O objetivo geral do trabalho, assim como o seu desenvolvimento nos capítulos precedentes, são visualizados, objetiva e resumidamente, pelas situações 1 e 2 da Figura 5.1, a prática desenvolvida na drenagem urbana tradicional e, a nova abordagem proposta, para minimização das enchentes urbanas, nas bacias hidrográficas com altas taxas de impermeabilização dos seus solos.



**Figura 5.1** Aplicabilidade dos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais na drenagem urbana

A nova abordagem na drenagem urbana das águas pluviais, situação 2 da Figura 5.1, analisou a inter-relação entre o processo geológico da infiltração das águas pluviais no solo, conforme as três principais litologias dos solos da Bacia Hidrográfica Urbana do Rio Belém, e os volumes das precipitações armazenáveis, destinadas a detenção das mesmas. Analisaram-se os processos e medidas viáveis ao armazenamento das águas pluviais nas áreas urbanas, com altas taxas de impermeabilização dos solos, e, o conseqüente retardamento do escoamento superficial com o abatimento dos picos das vazões máximas afluentes as vertentes, canais e vales receptores das águas pluviais. Analisaram-se quais as utilizações não-potáveis que poderão ser dadas para as águas pluviais armazenadas, visando a minimização dos consumos da água potável, distribuída pela Concessionária do abastecimento público, e ainda, a infiltração das águas pluviais excedentes para recarga das águas subterrâneas.

Por último, na situação 2 da Figura 5.1, a detenção das águas pluviais originadas pelas impermeabilizações impostas pelo sistema viário público, distribuída em todos os logradouros públicos da bacia hidrográfica (praças, jardins, largos, etc), visto que a detenção concentrada num único reservatório, denominado popularmente “piscinão”, na maioria das vezes, sua construção é inexecutável, devido aos grandes volumes necessários ao armazenamento e, a conseqüente falta de espaço físico nas áreas intensamente urbanizadas.

Buscando praticar a nova abordagem proposta para a Drenagem Urbana, pelos sistemas de coleta, armazenamento, utilização e infiltração das águas pluviais nas zonas residenciais, comerciais, públicas, de serviços e industriais, de maneira integrada entre o Município de Curitiba, seus moradores e a iniciativa privada, se traduzirá na minimização das enchentes urbanas nas bacias hidrográficas da Cidade de Curitiba. Isto, diminuirá os vultosos prejuízos materiais e poupará preciosas vidas humanas, nos eventos de chuvas intensas críticas, e, reequilibrará o ciclo hidrológico local, na direção da adequada gestão e política de sustentabilidade dos seus recursos hídricos.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. **Instalações prediais de água fria**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro. NBR 5626, 36p., Novembro 1982.
- ACIOLY, Cláudio; DAVIDSON, Forbes. **Densidade urbana: Um instrumento de planejamento e gestão urbana**. Tradução: Density in urban development. Rio de Janeiro – RJ: Mauad Consultoria e Planejamento Editorial Ltda, 103 p., 1998.
- ARNELL, Nigel. **Human influences on hydrological behaviour: An international literature survey**. International Hydrological Programme. United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization – UNESCO, Paris, Technical Documents in Hydrology IHP III. Project 6.1, 195p., 1989.
- ARAÚJO, Paulo Roberto de; TUCCI, Carlos E. M.; GOLDENFUM, Joel A. Análise da eficiência dos pavimentos permeáveis na redução de escoamento superficial. In: Carlos E. M. Tucci e David M. L. da Motta Marques (Org.). **Avaliação e controle da drenagem urbana**. Porto Alegre, Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Parte 5: Medidas de controle do escoamento urbano, p. 351-382, 2000.
- ASCE. **Stormwater detention outlet control structures**. A report of the Task Committee on the Design of Outlet Control Structures of the Hydraulics Division of the American Society of Civil Engineers. New York – USA, 34 p., 1985.
- AZEVEDO NETTO, José Martiniano de. **Aproveitamento de águas de chuva para abastecimento**. Revista Bio, Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES, Rio de Janeiro, Ano III, n. 2, p. 44-48, abr./jun. 1991.
- BALMFORTH, D. J.; BAILEY, J. **Reducing flood risks from urbanisation by on-site storage of roof run-off**. In: 2nd International Conference on The Hydraulics of Floods and Flood Control, Cambridge – England, p. 183-191, September 1985.
- BIM, Célia. **Diretrizes para o desenvolvimento ambiental de Curitiba**. Curitiba. Monografia de especialização em Gestão Técnica do Meio Urbano, Pontifícia Universidade Católica do Paraná – Université de Technologie de Compiègne – France, p. 29-37, 1994.
- BRAGA, Benedito P. F. **Gerenciamento urbano integrado em ambiente tropical**. Seminário: Hidráulica computacional aplicada a problemas de drenagem urbana. São Paulo – São Paulo. 8p., 1994.
- BUETTNER, Miriam Greiffo Von. **Sistema de captação e reaproveitamento das águas pluviais**. Curitiba, 94 p. Monografia de especialização em Gestão Técnica do Meio Urbano, Pontifícia Universidade Católica do Paraná – Université de Technologie de Compiègne – France. 1994.



CAMPANA, Néstor A.; HAERTEL, Vitor; TUCCI, Carlos E. M. **Estimativa de áreas impermeáveis através de sensoriamento remoto**. Revista Brasileira de Engenharia – Caderno de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Rio de Janeiro, Vol. 10, n. 2, p. 51-59, Dez. 1992.

\_\_\_\_\_.; TUCCI, Carlos E. M. **Estimativa de área impermeável de macro-bacias urbanas**. Revista Brasileira de Engenharia – Caderno de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Rio de Janeiro, Vol. 12, n. 2, p. 79-94, Dez. 1994.

\_\_\_\_\_. **Impacto da urbanização nas cheias urbanas**. Porto Alegre, 185 p. + anexos. Tese de Doutorado em Engenharia. Instituto de Pesquisas Hidráulicas – IPH, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.

CANHOLI, Aluísio Pardo. **O dimensionamento de soluções não convencionais em drenagem urbana**. Seminário: Hidráulica computacional aplicada a problemas de drenagem urbana. São Paulo – São Paulo. 20p., 1994.

\_\_\_\_\_. **Soluções estruturais não-convencionais em drenagem urbana**. São Paulo, 274p. Tese de Doutorado em Engenharia. Departamento de Hidráulica da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995.

CARVALHO, Edézio Teixeira de. Recursos tecnológicos para a gestão. In: \_\_\_\_\_. **Geologia urbana para todos: Uma visão de Belo Horizonte**. Belo Horizonte: Autor e Editor. Cap. VII, p. 92-113, 1999.

CHRISTOFOLETTI, Antonio. Modelos sobre mudanças e dinâmica evolutiva dos sistemas. In: \_\_\_\_\_. **Modelagem de sistemas ambientais**. São Paulo: Editora Edgard Blücher Ltda., Cap. 6, p. 113-140, 1999.

CORDEIRO, João Sérgio; VAZ FILHO, Paulo. **Gerenciamento de sistemas de drenagem urbana – Uma necessidade cada dia mais intensa**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII, Belo Horizonte, Anais ABRH CD-Rom, p. 1-13, 1999.

CRÓSTA, Álvaro P. **Os recursos físicos da terra – Bloco 4 / Parte 1 – Recursos hídricos**. Tradução de: The Earth's physical resources – Block 4 / Part 1 – Water resources. Campinas – SP: Editora da Unicamp, 146p., 2000.

DAEE. Armazenamento. **Drenagem urbana: Manual de Projeto**. São Paulo: Departamento de Águas e Energia Elétrica – DAEE / Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB, Cap. X, p. 459-468, 1980.

\_\_\_\_\_. **Economia de água nas residências**. Departamento de Águas e Energia Elétrica, São Paulo – São Paulo. Prospecto Informativo, 2p., 1999.

DOLZ, José; GÓMEZ, Manuel. **Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidraulico de las redes de colectores**. Ingeniería del Agua, Valencia – España, Vol. 1, n. 1, p. 55-66, 1994.

- FENDRICH, Roberto; et al.. **Estudo da implantação de bacias de amortecimento em sistemas de macrodrenagem pluvial urbana**. Curitiba. Relatório Técnico, Instituto de Saneamento Ambiental, Pontifícia Universidade Católica do Paraná, 117p., 1982.
- \_\_\_\_\_. **Aplicação de modelo hidráulico a bacia urbana do rio Belém, em Curitiba – PR: Simulação de cotas de enchentes e áreas inundáveis**. Curitiba, 115p. + anexos. Relatório Técnico, Pontifícia Universidade Católica do Paraná, 1996.
- \_\_\_\_\_.; SAKAMORI, Marcelo Mino. **Chuvvas convectivas e áreas inundáveis na bacia hidrográfica urbana do rio Belém**. Revista Acadêmica da Pontifícia Universidade Católica do Paraná – PUCPR, Curitiba, Ano X, n. 1: p. 3-18, Abril 1999.
- \_\_\_\_\_. **Política e operacionalização de projetos de drenagem urbana**. A Água em Revista, CPRM Serviço Geológico do Brasil, Belo Horizonte, Ano VII, n. 11, p. 57-66, Nov. 1999.
- \_\_\_\_\_. **Atualização da equação de chuvas intensas da estação Curitiba Prado Velho (PUCPR)**. Curitiba, 34 p. Relatório Técnico, Pontifícia Universidade Católica do Paraná, 2000.
- FERREIRA, Marlene Elias; et al.. **Cálculo de um reservatório de retenção destinado a mitigar o impacto da urbanização em um bairro de São José dos Campos – SP**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XII, Vitória, Anais ABRH CD-Rom, p. 1-7, 1997.
- FONG, Lee Mun; NAZARUDEEN, Haja. **Collection of urban stormwater for potable water supply in Singapore**. Journal of the International Association of Water Quality – IAWQ, London – England, WQI Casebook, p. 36-40, June 1996.
- FRAGOMENI, Luís Henrique Cavalcanti. **Curitiba desenhada pela nova lei de zoneamento: Janeiro de 2000**. Cadernos de Gestão Pública. Fundação Pedrosa Horta do Paraná, Curitiba, Vol. 2, p. 59-66, 2000.
- GENZ, Fernando; TUCCI, Carlos E. M. **Controle do escoamento em um lote urbano**. Revista Brasileira de Engenharia – Caderno de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Rio de Janeiro, Vol. 13, n. 1, p. 129-152, Jun. 1995.
- GIUSTI, Donizeti Antonio. **Contribuição a geologia ambiental no município de Curitiba – PR**. São Paulo – SP, 115p. Dissertação de Mestrado em Geologia. Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 1989.
- GONÇALVES, P. M. **Elementos de análise econômica relativos ao consumo predial do PNCD – DTA B1**. In: Bases Metodológicas para a Racionalização do Uso de Água e Energia no Abastecimento Público de Água em São Paulo (Dissertação de Mestrado IEEE/EP/IF/FEA. 95p.). Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água – DTA B1. Ministério do Planejamento e Orçamento. Secretaria de Política Urbana, Brasília, 46 p., 1998.

- GROUP RAINDROPS. **Raiwater and you: 100 ways to use rainwater**. Sumida City – Tokyo Metropolitan Region, Makoto Murase (Org.). Proceedings of the Tokyo International Rainwater Utilization Conference. 179 p., 1995.
- GUNDLACH, David L. **Unit hydrograph parameters versus urbanization**. Journal of the Irrigation and Drainage Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers – ASCE, New York – USA, Vol. 102, Nº IR3: p. 388 – 392, September, 1976.
- GUO, James C. Y. **Detention storage volume for small urban catchments**. Journal of Water Resources Planning and Management. American Society of Civil Engineers – ASCE, New York – USA, Vol. 125, Nº 6: p. 380-382, Nov./Dec. 1999.
- HANSEN, Sandro. **Aproveitamento da chuva em Florianópolis**. Florianópolis – SC, 62p. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Sanitária. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, 1996.
- HARDT, Letícia Peret Antunes; MILANO, Miguel Serediuk. **Avaliação de áreas permeáveis e impermeáveis como subsídio ao planejamento de sistemas de áreas verdes urbanas: Aplicação a Curitiba – Paraná**. Boletim Paranaense de Geociências, Curitiba, n. 43, p. 95-118, 1995.
- HIDROSTUDIO, Engenharia. **Reservatório de retenção (piscinões)**. São Paulo – São Paulo. Prospecto Informativo, 4 p., 1999.
- HORN, Dennis R. **Graphic estimation of peak flow reduction in reservoirs**. Journal of Hydraulic Engineering. American Society of Civil Engineers – ASCE, New York – USA, Vol. 113, Nº 11: p. 1441-1450, Nov. 1987.
- HOYT, William G. Artificial storage. In: Oscar E. Meinzer. **Hydrology**. New York – USA: Dower Publications Inc, Chap. XI: p. 572-578, 1942.
- ICHIKAWA, Ryu et al.. **Excerpts of questions and answers**. Tokyo International Rainwater Utilization Conference. Sumida – Japan, 1995.
- IPPUC. **Curitiba em dados**. Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, Curitiba, 247p., 1996.
- ISHIZAKI, Katsuyoshy; et al.. Rainwater infiltration technology for urban areas. In: **Research and practice of hydraulic engineering in Japan**. Tokyo – Japan, p. 72-85, 1993.
- KLÜPPEL, Nicolau Imthon. Depoimento. **Memória da Curitiba urbana**. Instituto de Pesquisa e Planejamento Urbano de Curitiba – IPPUC, Curitiba, p. 27-38, maio 1990.
- LAURRE, Cristóbal Pinche. **Captación de agua de niebla en lomas de la costa peruana**. Ingeniería Hidráulica en México, México – México, Vol. XI, n. 2: p. 49-54, Mayo-Agosto 1996.
- MAIDMENT, David R. Hydrology. In: \_\_\_\_\_ (editor in chief). **Handbook of hydrology**. New York – USA: McGraw-Hill, Inc, Chap. 1, p. 1.1-1.15, 1992.

- MARCON, Heraldo; VAZ JÚNIOR, Sebastião Ney. **Proposta de remuneração dos custos de operação e manutenção do sistema de drenagem no município de Santo André – A taxa de drenagem.** In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, 20º, Rio de Janeiro, Anais ABES CD-Rom, p. 3225-3234, 1999.
- MARIN, Maria Cristina Frisch Carvalho et al.. **Planejamento do sistema de drenagem urbana: Concepção ideal versus prática do poder público.** In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII, Belo Horizonte, Anais ABRH CD-Rom, p 1-20, 1999.
- MARUNE, Engenharia Ltda. **Projeto hidráulico do posto de combustíveis Criança.** Pranchas H1-5 e H3-5 do Projeto Executivo. Curitiba, 2 pranchas, fev. 1999.
- MEDEIROS, P. S. **Projeto de monitoramento do rio Belém.** Curitiba, Coordenação da Região Metropolitana de Curitiba – COMEC, s.p., 1991.
- MENEZES, Claudino Luiz. **Desenvolvimento urbano e meio ambiente: A experiência de Curitiba.** Campinas: Papirus Editora, 198p. + anexos, 1996.
- MOTA, Suetônio. **Urbanização e meio ambiente.** Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental – ABES, 352 p., 1999.
- NASCIMENTO, Nilo de Oliveira; et al.. **Estudo de caso de uma bacia de retenção em meio urbano – O caso do reservatório de Santa Lúcia.** In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XII, Vitória, Anais ABRH CD-Rom, p. 1-9, 1997.
- OLIVEIRA, Lúcia Helena de. **Elementos de análise econômica relativos ao consumo predial do PNCD-A-DTA B1.** Dados cedidos ao Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água – DTA B1. Ministério do Planejamento e Orçamento. Secretaria de Política Urbana, Brasília, 46 p., 1998.
- PEREIRA, Ivo Arzua. **Plano diretor de Curitiba – uma abordagem metropolitana.** Engenharia Técnica, Curitiba, n. 17, p. 41-47, jan./fev. 1998.
- PNCD-A. **Programa Nacional de Combate ao Desperdício de Água.** Apresentação do Programa A1. Ministério do Planejamento e Orçamento. Secretaria de Política Urbana, Brasília, 48p., 1998.
- SALAMUNI, Riad. **Geologia da água subterrânea na Região Metropolitana de Curitiba.** 3º Simpósio Regional de Geologia, Curitiba, Atas – Vol. 2, p. 372-389, nov. 1981.
- SANTOS, Roberval de J. L. dos; et al.. **Evolução da urbanização na bacia Arroio Dilúvio – RS.** In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII, Belo Horizonte, Anais ABRH CD-Rom, p. 1-10, 1999.
- SCHILLING, Wolfgang. Cisterns against storms. **Urban drainage systems.** Computational Mechanics Centre of the Southampton University. Southampton – England, Chapter 4: p. 49-60, 1982.

- SELIG, Gustavo Luis. **Problemas sociais da cidade de Curitiba e drenagem urbana**. Curitiba, 10p. Trabalho acadêmico apresentado no curso de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Paraná. 1997.
- SILVEIRA, André Luiz Lopes da. **Impactos hidrológicos da urbanização em Porto Alegre**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII, Belo Horizonte, Anais ABRH CD-Rom. p. 1-13, 1999.
- SMMA; UNILIVRE. **Cidade, homem e natureza: Uma história das políticas ambientais de Curitiba**. Secretaria Municipal do Meio Ambiente – SMMA; Universidade Livre do Meio Ambiente – UNILIVRE, Curitiba, 142p., 1997.
- SOARES, Doralice A. F.; et al.. **Considerações a respeito da reutilização das águas residuárias e aproveitamento das águas pluviais em edificações**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XII, Vitória, Anais ABRH CD-Rom, p. 1-7, 1997.
- SOUZA, Vladimir Caramori B.; GOLDENFUM, Joel Avruch. **Trincheiras de infiltração como elemento de controle do escoamento superficial: Um estudo experimental**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XIII, Belo Horizonte, Anais ABRH CD-Rom. p. 1-11, 1999.
- SUMIDA CITY OFFICE. **Rainwater is a blessed gift**. Rainwater Report. Sumida – Japan. 15p., 1994.
- TECMA, Serviços e Projetos S/C Ltda. **Memorial descritivo do reservatório de retenção das águas pluviais do Hipermercado Carrefour – Loja Parolin em Curitiba**. Memorial descritivo e Prancha CBA2/AP 601/22 do Ante-Projeto Executivo. São Paulo, 2p. + Prancha, jan. 1999.
- TOCCHIO, Sérgio. Curitiba tem 55 m<sup>2</sup> de área verde por habitante. **Jornal Gazeta do Povo**, Curitiba, 3 jun., Caderno Local, p. 4, 1999.
- TOMAZ, Plínio. Aproveitamento de água da chuva para fins não-potáveis em áreas urbanas. In: \_\_\_\_\_. **Conservação da água**. Guarulhos: Autor e Próprio Editor, Cap. 8, p. 167-200, 1998.
- TSUCHIYA, Akihiko. Evaluation of on-site stormwater detention methods in urbanized area. In: P. R. Helliwell (Editor). **Urban storm drainage**. London – England: Centech Press, p. 470-478, 1978.
- TUCCI, Carlos E. M. **Controle de enchentes urbanas**. Seminário: Hidráulica computacional aplicada a problemas de drenagem urbana. São Paulo – São Paulo. 6p. 1994.
- \_\_\_\_\_; GENZ, Fernando. Controle do impacto da urbanização. In: Carlos E. M. Tucci; Rubem La Laina Porto; Mário T. de Barros (Org.). **Drenagem urbana**. Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH / Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRS. Porto Alegre, Cap. 7, p. 277-347, 1995.

- \_\_\_\_\_. **Plano diretor de drenagem urbana: Princípios e concepção.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Porto Alegre, Vol. 2, n. 2, p. 5-12, Jun./Dez. 1997.
- \_\_\_\_\_. Estimativa do volume para controle da drenagem do lote. In: Benedito P. F. Braga, Carlos E. M. Tucci; Marcos José Tozzi (Org.). **Drenagem urbana: Gerenciamento, simulação, controle.** Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH / Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRS. Porto Alegre, p. 155-163, 1998.
- \_\_\_\_\_. Avaliação do uso do solo e modificações climáticas. In: \_\_\_\_\_. **Modelos hidrológicos.** Porto Alegre: Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRS. Porto Alegre, Cap. 10, p. 469-535, 1998.
- \_\_\_\_\_. **Coefficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas.** Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Associação Brasileira de Recursos Hídricos – ABRH, Porto Alegre, Vol. 5, n. 1, p. 61-68, Jan./Mar. 2000.
- UNESCO. **Manual on drainage in urbanized areas.** Paris: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, Vol. II: Data collection and analysis for drainage design, Chap. 4, p. 59-72, 1987.
- URBONAS, Ben R.; STAHLRE, P. **Stormwater best management practices and detention.** New Jersey – USA: Prentice Hall, Englewood Cliffs, 450p., 1993.
- WILKEN, Paulo Sampaio. Estruturas hidráulicas singulares. In: \_\_\_\_\_. **Engenharia de drenagem superficial.** São Paulo: Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB, p. 337-451, 1978.
- WISNER, Paul E.; CHEUNG, Philip W. Parks against storms. In: YEN, Ben Chie. **Urban stormwater quality, management and planning.** Proceedings of the Second International Conference on Urban Storm Drainage, Illinois – USA, p. 322-330, 1982.
- WORLD WATER. **Major cities absorb storms in tunnels under streets in Japan.** World Water, London – England, p. 30-32, July 1987.

This document was created with Win2PDF available at <http://www.daneprairie.com>.  
The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only.